



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie



Département Génie Civil

N° d'ordre : M/ /GC /2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage multiple en
Sous-Sol + RDC + 11 étages**

Présenté par :

1. Ben Abdallah Nadir
2. Berrahma Miloud

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. Sabeur Bendehiba
Dr. Bahar Sadek
Dr. Achour Aida

Président
Examineur
Encadrant

Année Universitaire : 2021/ 2022

Remerciements

Nous commençons par remercier le **bon Dieu** tout puissant qui grâce à sa majesté nous avons pu aboutir à finaliser ce projet de fin de cycle.

Nous souhaitons adresser ici tous nos remerciements aux personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce projet. Tout d'abord à Monsieur l'encadreur

Dr Aida Achour , pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et sans lui ce projet n'aurait jamais vu ce jour.

Aussi nous tenons à remercier tous les enseignants de la faculté des Sciences et de la Technologie, qui nous a donné beaucoup de remarques concernant notre travail.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis qui nous ont toujours soutenue et encouragé au cours de la réalisation de ce projet.

Dédicace :

Je Dédie ce Modeste travail :

A ma chère mère,

A mon cher père,

Pour leur soutien, leur patience, leur encouragement durant tout mon parcours scolaire et universitaire, j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes deux chers frères et sœurs

A l'ensemble des étudiants de ma promotion de Structure 2021/2022

A mes meilleures amis (es) spécialement :
Ismail, Sabra.

A Mon binôme Miloud

A ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce mémoire.

Nadir Ben Abdallah.

Dédicace :

Je Dédie ce Modeste travail :

A ma chère mère,

Pour leur soutien, leur patience, leur encouragement durant tout mon parcours scolaire et universitaire, j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mon frère et ma sœur

A l'ensemble des étudiants de ma promotion de Structure 2021/2022

A mes meilleures amis(es) spécialement :
Amar, Abdelbaki.

A Mon binôme nadir

A ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce mémoire.

BERRAHMA MILOUD.

SOMMAIRE :

Table des Matières :	
Page de Garde	I
Remerciement	II
Dédicace	III
Résumé	IV
Liste des tables	V
Introduction générale	VI
CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	
I.1 Introduction	04
I.2 Présentation du projet	04
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment	08
• I.3.1. Caractéristiques techniques du bâtiment	09
➤ I.3.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	09
✓ I.3.2.1 Béton	09
✓ I.3.2.2 Acier	12
I.4 Hypothèses de calcul et combinaisons d'actions	13
I.5 Caractéristiques géotechniques du sol	13
I.6 Choix du système de contreventement	13
• I.6.1. Définition	13
• I.6.2. Choix du contreventement	14
I.7 Conclusion	14
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement	
II.1. Introduction	16
II.2 Pré-dimensionnement des Poutres	16
• II.2.1 Les poutres principales	16
• II.2.2 Les poutres secondaires	17
II.3 Les planchers	17

• II.3.1 planchers en dalle pleine	17
• II.3.2 Descente des charges	18
II.4 Les voiles	19
II.5 Conclusion	21
CHAPITRE III : Les planches	
III.1 : Introduction	23
III.2 : Calcul des planches à dalle pleine	23
• III.2.1: Méthode de calcul	23
• III.2.2 : Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91]	24
III.3 : Calcul du ferrailage	25
• III.3.1 : étage sous-sol	25
➤ III.3.1.1 Vérification de l'effort tranchant	33
➤ III.3.1.2 Vérification de la flèche	34
• III.3.2 : étage courant	35
➤ III.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant	43
➤ III.3.2.2 Vérification de la flèche	44
• III.3.3 : Terrasse inaccessible	45
➤ III.3.3.1 : Vérification de l'effort tranchant	53
➤ III.3.3.2 : Vérification de la flèche	55
CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires	
IV.1 Introduction	57
IV.2 Etude escalier	57
• IV.2.1 Introduction	57
• IV.2.2 Définition des éléments d'un escalier	57
• IV.2.3 Dimensionnement escalier étage courant	58
➤ IV.2.3.1 Vérification de la loi de BLANDEL	58
• IV.2.4 Détermination des charges et surcharges	59
➤ IV.2.4.1 Charges permanentes	59
➤ IV.2.4.2 Charges d'exploitations	59
➤ IV.2.4.3 Combinaison de charges	60
• IV.2.5 Ferrailage	62
• IV.2.6 Vérification à l'ELU	64
➤ IV.2.6.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)	64
✓ IV.2.6.1.1 Espacement des barres	64
✓ IV.2.6.1.2 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	65
✓ IV.2.6.1.3 Vérification d'adhérence des	65

barres:(BAEL91/Ar1.3.21)	
✓ IV.2.6.1.4 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art	65
➤ IV.2.6.2 Longueur d’ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)	66
✓ IV.2.6.2.1 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	66
✓ IV.2.6.2.2 Vérification à l’ELS	66
✓ IV.2.6.2.3 Vérification des contraintes dans le béton	66
➤ IV.2.6.3 Vérification de la flèche	67
• IV.2.7 Calcul de la poutre palière	68
➤ IV.2.7.1 Pré dimensionnement	68
➤ IV.2.7.2 Charge supportée par la poutre	69
✓ IV.2.7.2.1 Combinaison à considérer	69
✓ IV.2.7.2.2 Calcul du ferrailage (ELU)	69
✓ IV.2.7.2.3 Calcul des armatures	70
✓ IV.2.7.2.4 Vérification à l’ELU	71
✓ IV.2.7.2.5 Vérification d’adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1)	71
✓ IV.2.7.2.6 Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis	73
✓ IV.2.7.2.7 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	73
✓ IV.2.7.2.8 Calcul à L’ELS	73
✓ IV.2.7.2.8 Vérification de la flèche	76
IV.3 Calcul de la salle machine	77
• IV.3.1 Introduction	77
• IV.3.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l’ELU	77
• IV.3.3 Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage	78
• IV.3.4 Calcul des moments du au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)	79
➤ IV.3.4.1 Les moments agissants sur la dalle	79
➤ IV.3.4.2 Ferrailage de la dalle	79
• IV.3.5 Vérification à l’ELU	81
➤ IV.3.5.1 Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99)	81
➤ IV.3.5.2 Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :	81

➤ IV.3.5.4 Vérification des contraintes tangentielles	82
• IV.3.6 Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage	82
• IV.3.7 Calcul des moments dû au poids propre de la dalle pleine	82
➤ IV.3.7.1 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :(Art A.4.5.2/BAEL)	83
• IV.3.8 Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	83
IV.4 : Calcul de la poutre palière	86
• IV.4.1 Pré dimensionnement	86
• IV.4.2 Charge supportée par la poutre	86
• IV.4.3 Combinaison à considérer	86
➤ IV.4.3.1 Calcul du ferrailage (ELU)	86
➤ IV.4.3.2 Calcul des armatures	88
➤ IV.4.3.3 Vérification à l'ELU	89
➤ IV.4.3.4 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art1.12)	90
➤ IV.4.3.5 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	90
➤ IV.4.3.6 Calcul à L'ELS	91
➤ IV.4.3.7 Vérification à l'ELS	92
IV.5 Calcul de L'acrotère	95
• IV.5.1 Introduction	95
• IV.5.2 Ferrailage de l'acrotère : (flexions composé)	96
➤ IV.5.2.1 Calcule de l'excentricité	96
➤ IV.5.2.2Moment par rapport à l'armateur aux moins comprimé	96
➤ IV.5.2.3 repère flexion composé	96
IV.6 Calcul des balcons	97
• IV.6.1 Pré- dimensionnement des balcons (les dalles pleines)	97
• IV.6.2 Calcul de ferrailage des balcons	98
➤ IV.6.2.1 - Etat limite ultime (E.L.U)	98
➤ IV.6.2.2 Etat limite de service (E.L.S)	99
➤ IV.6.2.3 -détermination des armatures transversales	99
• IV.6.3 Vérification de la flèche	100
CHAPITRE V : Etude dynamique et sismique de la structure	
V 1. Introduction	102
V.2 : Étude Dynamique	102

• V.2.1 : Introduction	102
• V.2.2 : Modélisation Mathématique	102
• V.2.3 : Caractéristiques Dynamiques Propres	102
V.3 : Modélisation De La Structure	104
• V.3.1 : Modélisation De La Rigidité	104
• V.3.2 : Modélisation De La Masse	104
V.4 : Étude Sismique	105
• V.4.1 : Introduction	105
• V.4.2. Choix De La Méthode De Calcul	106
• V.4.3. Résultante Des Forces Sismiques De Calcul	108
V.5 Schémas des modes de vibration	112
V.6 Estimation de la période fondamentale de la structure	114
V.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [art 5.9/ R.P.A.99version2003]	117
CHAPITRE VI : Etude des Portiques	
VI.1 : Introduction	121
VI.2 : Les Voiles	121
• VI.2.1 : Les voiles de contreventement	121
• VI.2.2 : Les voiles de périphérique	122
VI.3. Disposition du ferrailage d'un voile	123
VI.4 La disposition des aciers	123
• VI.4.1 Aciers verticaux	123
• VI.4.2 Aciers horizontaux	124
• VI.4 .3 Règle communes	124
• VI.4.4 Aciers transversaux	124
• VI.4.5 Armature de couture	124
VI.5 : Méthode de calcul	124
• VI.5.1 : Exemple de calcul Voile 1 du RDC	125
• VI 5.2 : Etude des voiles périphériques	129
• VI 5.3 Ferrailage des poutres	139

CHAPITRE VII : Etude des Fondations	
VII.1 Introduction	147
VII.2 Facteurs de choix du type de fondation	147
VII.3 Etude de sol	147
VII.4 Choix de type de fondations	147
VII.5 Etude Du Radier	151
• VII.5.1 Pré-dimensionnement du radier	151
• VII.5.2 Pré dimensionnement des nervures	154
• VII.5.2.1 Détermination des sollicitations	154
VII.6. Ferrailage du Radier	156
• VII.6.1Ferrailage de la dalle	156
• VII.6.2Ferrailage du débordement	163
VII.7.1Ferrailage des poutres	165

Liste des figures :

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	
Figure I.1 : Plan de situation	04
Figure I.2 : Plan de masse	05
Figure I.3: Vue en plan du bâtiment	06
Figure I.4 : Façade principale du bâtiment	06
Figure I.5 : Façade droite latérale du bâtiment	07
Figure I.6 : Façade latérale gauche du bâtiment	08
Figure I.7 : Coupe transversale du mur extérieur	09
Figure I.8: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression	10
Figure I.9 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	11
Figure I.10 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	11
Figure I.11: diagramme contrainte-déformation d'acier	12
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement	
Figure II.1 : panneau de dalle pleine	17
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation	20
Figure II.3 : Coupe de voile en plan	21
CHAPITRE III : Les planches	
Figure III.1 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.	24
Figure III.2 : Enrobage	24
Figure III.3 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant	26
Figure III.4 : Section de calcul en travée Sens x-x	28
Figure III.5 : Section de calcul en appuis Sens x-x.	29
Figure III.6 : Section de calcul en travée sens y-y	30
Figure III.7 : Section de calcul en appuis sens y-y	32
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (étage sous-sol)	34
Figure III.9: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant	36
Figure III.10: Section de calcul en travée Sens x-x.	38
Figure III.11: Section de calcul en appuis Sens x-x.	39
Figure.III.12 : Section de calcul en travée sens y-y	40
Figure III.13 : Section de calcul en appuis sens y-y	42
FigureIII.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (étage courant)	45

Figure III.15 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant	46
Figure.III.16 : Section de calcul en travée Sens x-x.	48
Figure III.17 : Section de calcul en appuis Sens x-x.	49
Figure III.18 : Section de calcul en travée sens y-y	51
Figure.III.19 : Section de calcul en appuis sens y-y	52
FigureIII.20 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (terrasse inaccessible)	55
CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires	
Figure IV.1 : Différents éléments d'un escalier	57
Figure IV.2 : Schéma d'escalier sous charges	60
Figure IV.3 : Schéma statique (ELU et ELS)	60
Figure IV.4 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	62
Figure IV.5: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	62
Figure IV.6 : Ferrailage des escaliers	68
Figure IV.7: Schéma statique (ELU)	69
Figure IV.8: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	70
Figure IV.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	70
Figure IV.10 : Schéma statique (ELS)	74
Figure IV.11: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS	74
Figure IV.12: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	75
Figure IV.13 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment	77
Figure 14 : schéma statique de la salle machine	78
Figure IV.15: ferrailage de dalle pleine du hall d'ascensrur sens x-x	85
Figure IV.16 ferrailage de dalle pleine du hall d'ascensrur sens y-y	85
Figure IV.17 : plan de ferrailage de la dalle triangulaire	85
Figure IV.18 : Schéma statique (ELU)	86
Figure IV.19 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	87
Figure IV.20 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	87
Figure IV.21 : Schéma statique (ELS)	91
Figure IV.22 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS	92
Figure IV.23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	92

Figure IV.24 : Schéma statique dimension de l'acrotère	95
Figure IV.25 : Dessin du ferrailage de l'acrotère	97
Figure IV.26 : section de calcul	98
Figure IV.27 : Schéma de ferrailage	100
CHAPITRE V : Etude dynamique et sismique de la structure	
Figure.V.1 : Vue 3D de la structure avec le sous-sol	106
Figure V.2 : Premier mode de vibration	112
Figure V.3 : Deuxième mode de vibration	113
Figure V.4 : Troisième mode de vibration	114
CHAPITRE VI : Etude des Portiques	
Figure VI.1: Disposition du ferrailage d'un voile	122
Figure VI.2: Disposition des armatures verticales dans le voile	122
Figure VI.3: Diagramme des contraintes	124
Figure VI.4: La disposition des voiles au niveau RDC	125
Figure VI.5: Schéma des contraintes du voile périphérique	130
Figure VI.6: Enrobage	133
Figure VI.7 : Dessine de Ferrailage du voile périphérique	137
Figure VI.8 : Dessine de Ferrailage du voile de contreventement (sous-sol / Rdc / 1ère,2ème,3ème étage)	138
Figure VI.9 : Dessine de Ferrailage du voile de contreventement (4ère,5ème,6ème,7ème étage)	139
Figure VI.10 : Dessine de Ferrailage du voile de contreventement (8ère,9ème,10ème,11ème étage)	139
Figure VI.11: Croquis des ferrailages des poutres	145
CHAPITRE VII : Etude des Fondations	
Figure VII.1: Dimension d'une semelle isolée	148
Figure VII.2: Portique 1-1 du sous-sol	149
Figure VII.3: Schéma d'un radier nervuré	150
Figure VII.4: dimension de la poutre	153
Figure VII.5: Schéma des contraintes du sol	155
Figure VIII.6 : L'encrage de la structure	156
Figure VIII .7 : Schéma du panneau de la dalle	156
Figure VII.8: Enrobage	158
Figure VII.9: Schéma Ferrailage de la dalle	163
Figure VII.10: Schéma statique du débordement	164
Figure VII.11: Section de calcul	167

Figure VII.12 : Schéma de ferrailage de nervure principale aux dalles de radie	172
Figure VII.13 : schéma de ferrailage de nervure secondaire aux dalles de radie	172

Liste Des tableaux :

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement	
Tableau II.1 : tableau de Resistance au feu	18
Tableau II.2 : tableau de descente des charges étage sous-sol	18
Tableau II.3 : tableau de descente des charges étage courant	19
Tableau II.4 : tableau de descente des charges de la terrasse inaccessible	19
Tableau II.5 : tableau de récapitulatif des autres charges	19
Tableau II.6 : tableau de Pré-dimensionnement des voiles	21
CHAPITRE III : Les planches	
Tableau III.1 : tableau de Calcul du ferrailage de la dalle pleine	27
Tableau III.2 : tableau de Calcul du ferrailage de la dalle pleine	37
Tableau III.3 : tableau de Calcul du ferrailage de la dalle pleine	48
CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires	
Tableau IV.1 : tableau des charges de Palier	59
Tableau IV.2 : tableau des charges de la paillasse	59
CHAPITRE V : Etude dynamique et sismique de la structure	
Tableau V.1 : tableau de Pénalités du facteur de qualité	108
Tableau V.2 : tableau Période fondamentale de calcul	110
Tableau.V.3 : tableau de Mode, période et facteurs de participation massique	111
Tableau.V.5 : tableau de la vérification de la période fondamentale	115
Tableau.V.6 : tableau de l'Efforts sismiques par la méthode statique équivalente	116
Tableau.V.7 : tableau de la Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	116
Tableau V.8 : tableau de réduplicatif des déplacements relatifs	117
Tableau V.9 : tableau de réduplicative des efforts tranchant d'étage au niveau « k »	118
Tableau V.10: tableau de réduplicative des effets P- Δ	118
Tableau V.11: tableau de réduplicative des efforts tranchant d'étage au niveau k	119
Tableau V.12: tableau de réduplicative des effets P- Δ	119
CHAPITRE VI : Etude des Portiques	
Tableau VI.1 : tableau de dimension de calcul pour voile V1 du sous-sol	125
TableauVI.2 : tableau de sollicitations calcul pour le voile 1	126
Tableau VI.3 : tableau de Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues	127
Tableau VI.4 : tableau de Ferrailage des sections tendues pour chaque voile	127

Tableau VI.5 : tableau de Ferrailage verticales de chaque voile	127
Tableau VI.6 : tableau de Ferrailage horizontales de chaque voile	128
Tableau VI.7 : tableau de Vérification des contraintes de cisaillement	129
Tableau VI.8 : tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée)	133
Tableau VI.9 : tableau de ferrailage du voile périphérique	137
Tableau VI.10 : tableau de récapitulatif des ferrailages des poutres	145
CHAPITRE VII : Etude des Fondations	
Tableau VII.1 : tableau de récapitulatif des dimensions des poutres des redressements	153
Tableau VII.2 : tableau de récapitulatif des sollicitations en appuis et en travées en EL	157
Tableau VII.3 : tableau de récapitulatif des sollicitations en appuis et en travées en ELS	157
Tableau VII.4 : tableau de récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	157
Tableau VII.5 : tableau de récapitulatif des choix des armature	163
Tableau VII.6 : tableau de récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.	166
Tableau VII.7 : tableau de récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement	167
Tableau VII.8 : tableau de récapitulatif des choix des armature	170

Bibliographie :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livre :

- Jean Perchat –Roux : Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).
- Jean Perchat : Traité de béton armé des règles BAEL à l'eurocode.
- Jean-Pierre (1992): Cours de béton armé (BAEL) béton armé à l'état limite, Eyrolles.
- Kolmogorov A.G : Calcul des constructions en béton armé. Règles B. A. E.L.
- Victor Davidovici : Pratique du calcul sismique «guide d'application de l'eurocode 8 Eyrolles.
- Henry Thonier : Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 1,2,3 et 4.

Cours :

- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux.

Logiciels :

- Etabs Structural Analysis Professional 2016
- AUTOCAD 2016.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.

LISTE DES SYMBOLES :

As	: Air d'une section.
At	: Air d'acier transversal.
Al	: Air d'acier longitudinal.
AD	: Air diagonale.
B	: Section du béton.
E	: Module d'élasticité longitudinal.
Ei	: Module de déformation longitudinale du béton.
Efj	: Module de déformation sous fluage.
Eb	: Module de déformation différée (Eij pour chargement appliquée à l'âge de j jours).
Es	: Module d'élasticité d'acier.
I	: Moment d'inertie.
J	: Moment d'inertie de torsion.
L	: Longueur de portée.
M	: Moment en générale (de flexion le plus souvent).
MG	: Moment fléchissant développée par les charges permanentes.
MQ	: Moment fléchissant développée par les actions variables.
MU	: Moment de calcul ultime.
Mser	: Moment de calcul de service.
N	: Effort normale.
P	: Action (de pesanteur) pouvant comprendre une partie permanente et une partie variable.

Q	: Action variable.
S	: Moment statique.
S _n	: Neige.
V _u	: Effort tranchant.
e	: Epaisseur du refend.
D _g	: Grosseur du granulat.
d	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus comprimée.
d'	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus tendu.
e ₀	: Excentricité d'une résultante ou d'un effort normal.
f	: Résistance d'un matériau (flèche).
F _e	: Limite d'élasticité d'acier.
F _{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de j jours.
F _{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de j jours.
F _{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de 28 jours.
F _{T28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de 28 jours.
St	: Espacement des aciers.
σ _{bc}	: Contrainte de calcul du béton.
σ _s	: Contrainte de l'acier tendu.
τ _u	: Contrainte tangente conventionnelle.
ρ	: Pourcentage d'armatures.
u	: Périmètre.
η	: Coefficient d'équivalence.
τ	: Contrainte tangente
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée.
ν	: Coefficient de poison.
M _t	: Moment en travée.
M _a	: Moment en appuis.
L _f	: Longueur de flambement.
i	: Rayon de girations.
K	: Coefficient en générale.
ξ _{bc}	: Raccourcissement relatif du béton.
ξ _s	: Allongement relatif de l'acier.
Σ	: Sommation.
φ	: Diamètre nominale d'une armature.
Ω	: Aire.
U	: Ultime.
g	: Centre de gravité du granulat.
ser	: Service.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol + rez de chaussée +11 étages, implanté dans la wilaya de Ain Temouchent.

Cette étude se compose de quatre parties.

-La première partie c'est la description générale du projet avec une représentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment,

-La deuxième partie le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La troisième partie a été consacrée aux études des plancher

- Éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la cinquième partie par logiciel

Etabs 2016 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux

Chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-Les dernières parties comprennent le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, Etabs2016, RPA 99/2003, BAEL91.

Abstract:

This work presents a detailed study of a multi-use building consisting of a basement + ground floor +11 floors, located in the wilaya of Ain Temouchent. The dynamic study of the structure was started in the fifth part by software Etabs 2016 in order to determine the various stresses due to the Loads (permanent, operating and seismic loads), and the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, beams). The compute and verification is done taking into account the recommendations of BAEL91, amended 99 and the Algerian earthquake regulations RPA 99/2003. Keywords: building, concrete, Etabs2016, RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات بالخرسانة المسلحة ويتألف من طابق سفلي + طابق أرضي + 11 طابقا، يقع في ولاية عين تموشنت تتعلق الدراسة بالأبعاد المسبقة للمبنى، إضافة الى الدراسة الديناميكية مع برنامج Etabs 2016 وحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس، الحزم).

وقد عدل هذا القانون، أخذا في الاعتبار توصيات (99) BAEL91 وقواعد الزلازل الجزائري RPA 99/2003.

الكلمات الرئيسية: البناء، الخرسانة، Etabs2016، RPA 99/2003، BAEL91.

Introduction Générale :

Construire était et reste une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème du non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol + rez de chaussée +11 étages, implanté dans la wilaya de Ain Temouchent.

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une représentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment,
- La deuxième partie le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La troisième partie a été consacrée aux études des plancher

- Éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la cinquième partie par logiciel Etabs 2016 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux

Chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-Les dernières parties comprennent le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, Etabs2016, RPA 99/2003, BAEL91.

Chapitre I :

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure. Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

I.2 Présentation du projet :

L'ouvrage objet de notre étude est un bâtiment en Sous-Sol + RDC+ 11 étages, à usage d'habitation, dont l'RDC est réservé pour des locaux commerciaux, et le sous-sol est réservé pour parc de véhicules.

L'implantation de ce bloc est prévue à la Wilaya de Ain-temouchent, Commune de petit bois, qui est considérée comme une zone de sismicité ZONE IIa, selon le Règlement Parasismique algérien R.P.A : 99 Version 2003.



Figure I.1 : Plan de situation

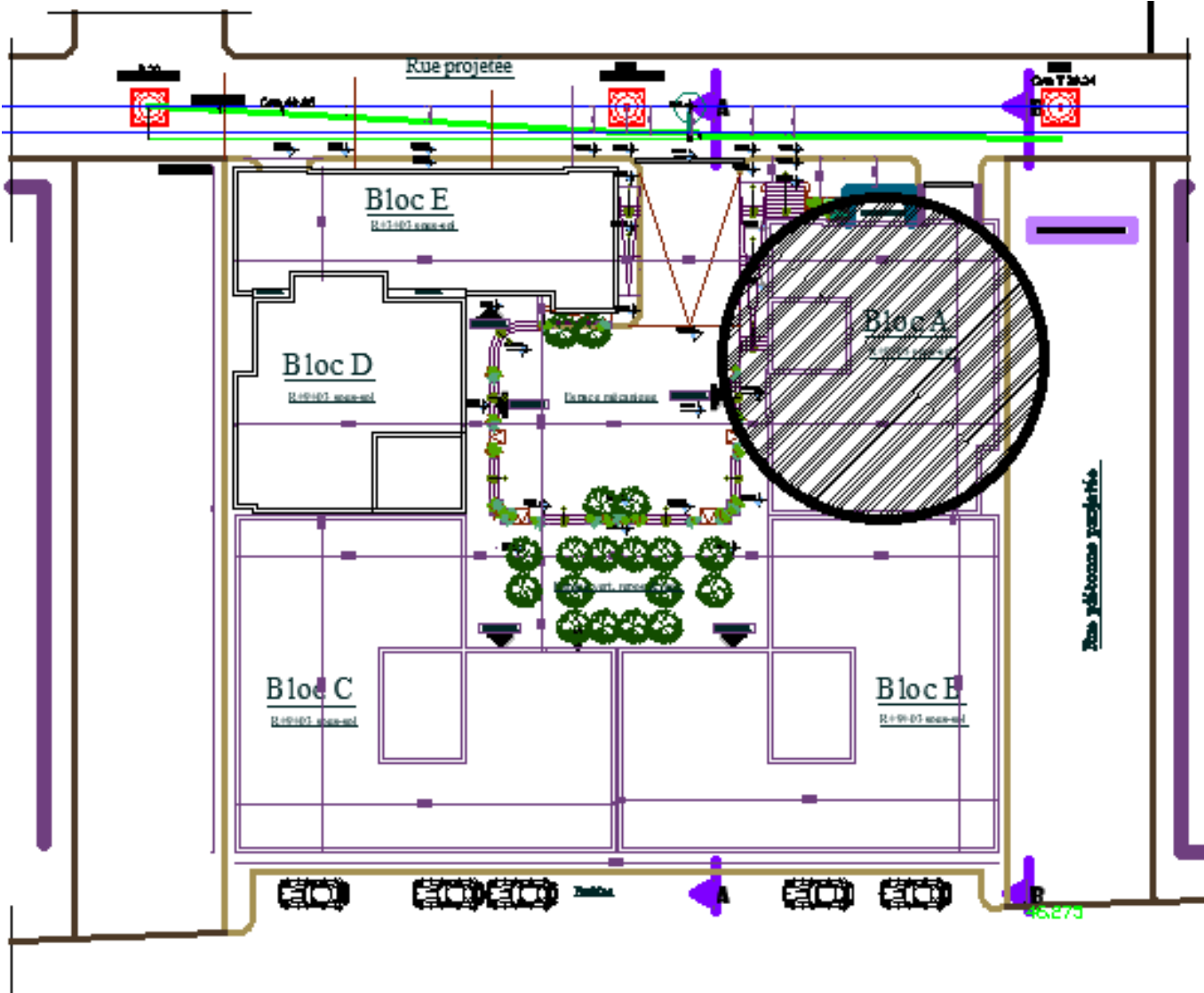


Figure I.2 : Plan de masse

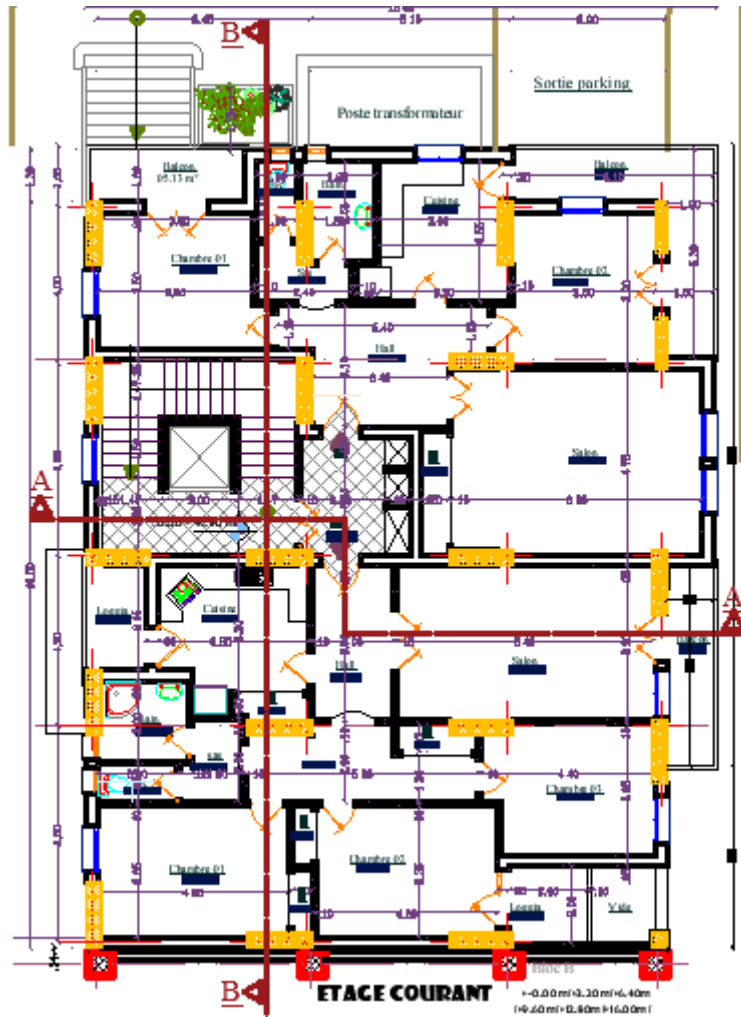


Figure I.3: Vue en plan du bâtiment



Figure I.4 : Façade principale du bâtiment

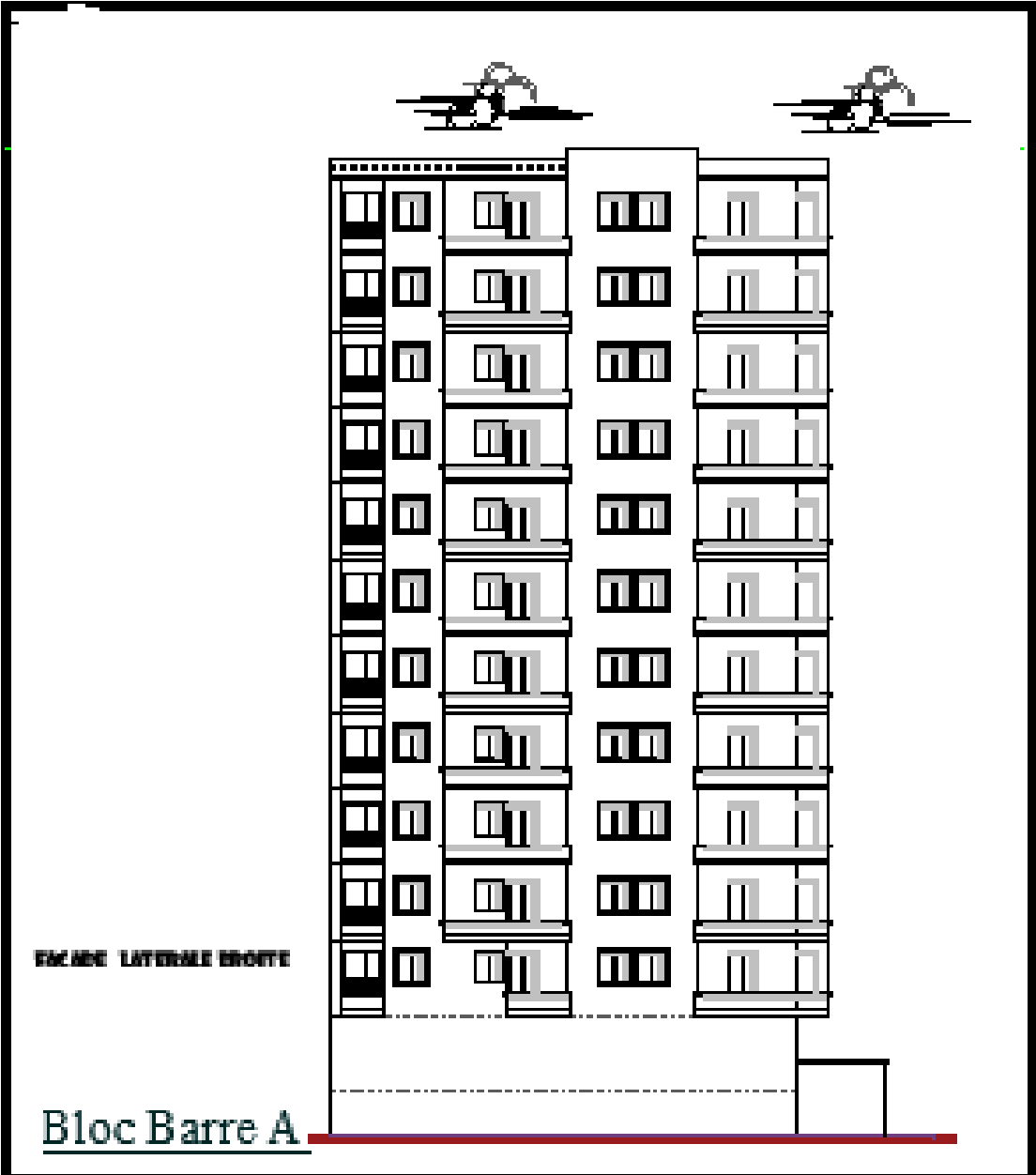


Figure I.5 : Façade droite latérale du bâtiment

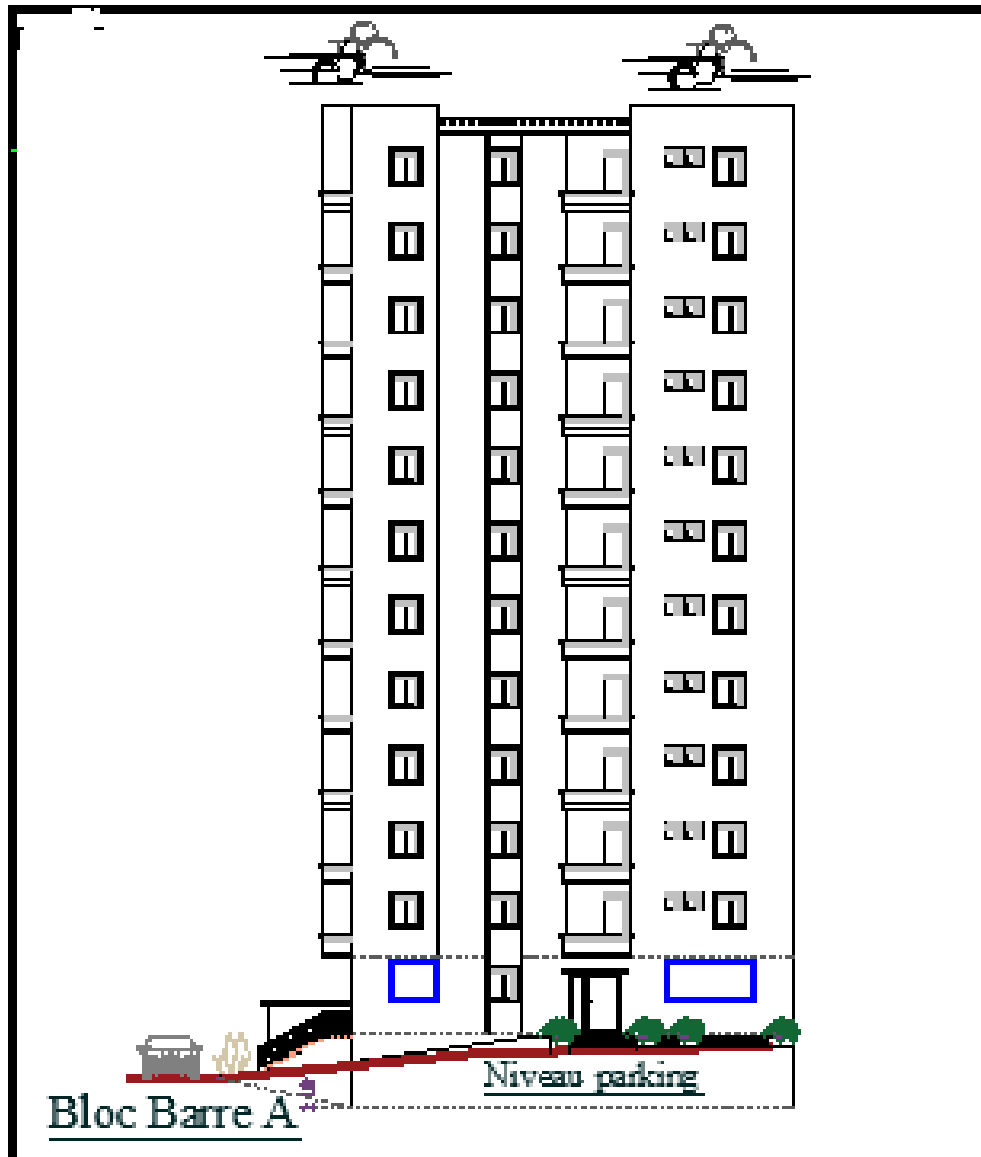


Figure I.6 : Façade latérale gauche du bâtiment

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....H=42m
- Hauteur de tous les étagesH=3.23m

b) Dimensions en plans :

- Longueur totale.....L=19.00m
- Largueur totale.....L=14,75m

I 3.1. Caractéristiques techniques du bâtiment :

a. Ossature :

La structure que l'on propose correspond à une solution traditionnelle en béton armé par un système des voiles porteurs, et tous les éléments du bâtiment coulé sur place, en assurant ainsi le monolithisme entre eux.

b. Planchers :

On adopte un seul type de plancher :

- Plancher à dalle pleine.

c. Balcons :

Les balcons sont représentés par une forme rectangulaire et ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

d. Escaliers :

Dans notre structure on a un seul type d'escalier droit de passage possède deux volées et palier de repos.

e. Acrotère :

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité au niveau de la terrasse. Le bâtiment est entouré d'un conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

f. Maçonneries :

- **Murs extérieurs** : ils seront composés en double parois
 - Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;
 - L'âme d'air d'épaisseur 5 cm qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique et
 - Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.
- **Murs intérieurs** : seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm, les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur

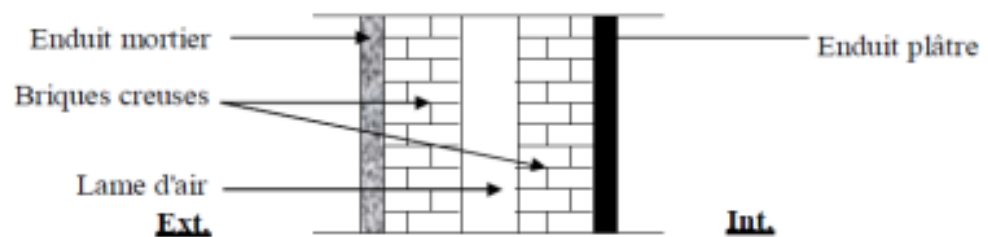


Figure I.7 : Coupe transversale du mur extérieur.

I.3.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.3.2.1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, le gravier le sable, les liants et l'eau. Grâce à l'action du ciment, le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- ✓ La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- ✓ La résistance à l'agent agressif, eau de mer, acides, etc.
- ✓ Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus

faible possible.

- ✓ La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le module qui lui est offert sans ségrégation.
- ✓ On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger)

Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage

❖ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 30 MPa ($f_{c28} = 30$ MPa).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

❖ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

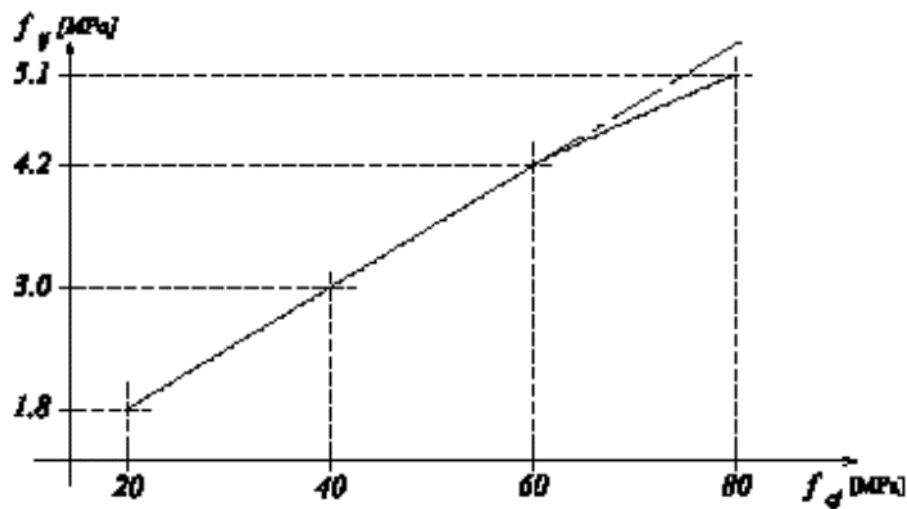


Figure I.8: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

La résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

Contrainte limite :

État limite ultime (ELU) :

- **Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$- \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025 f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

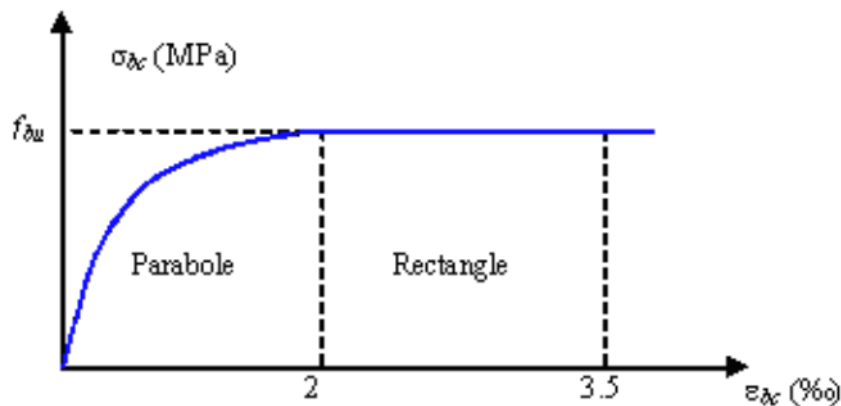


Figure I.9 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

σ_b : Contrainte ultime du béton en compression $\sigma_b = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h

Etat limite de service (ELS):

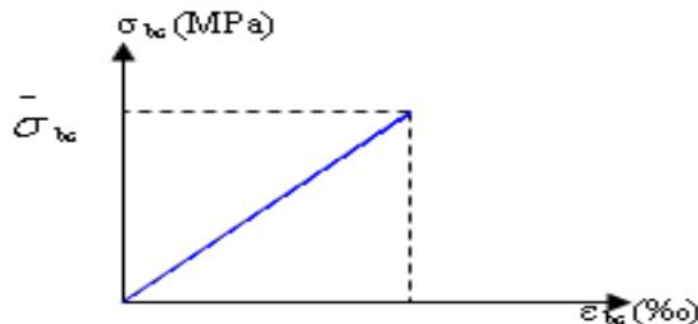


Figure I.10 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

➤ Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

- $E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$
- $E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$, sans fumée de silice.
- $E_{vj} = 6\,100 (f_{cj})$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$, avec fumée de silice.

➤ Coefficients de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.3.2.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Contrainte limite :

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation.

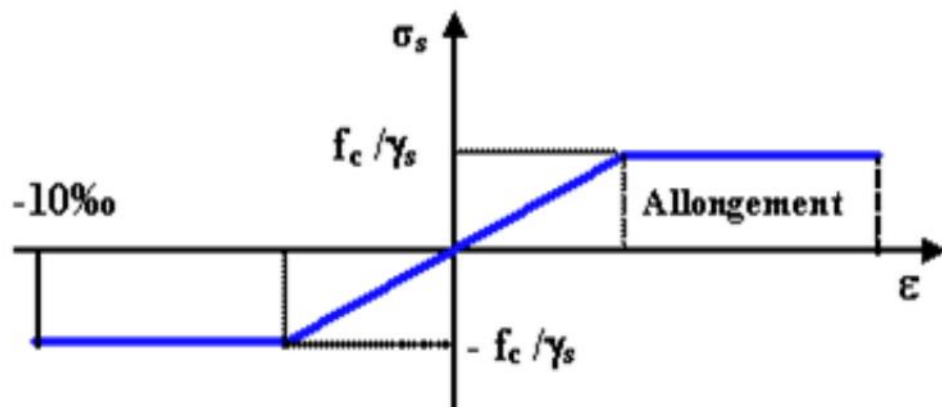


Figure I.11: diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_{RsR} : Coefficient de sécurité.

$\gamma_{RsR} = 1$ R Rcas de situations accidentelles.

$\gamma_{RsR} = 1.15$ R Rcas de situations durable ou transitoire.

Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures : f_{tj}

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{tj})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2f_e ; 90\sqrt{\eta}f_{tj})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_{Rs}$$

- **Les aciers utilisés :**

- Haute adhérence FeE500 pour les armatures des semelles, des escaliers, des dalles pleines, les armatures longitudinales des poteaux et des poutres et pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis Soudé $\phi 4 \times 4$ (150x150) pour les dallages et plancher en corps creux.

I.4 Hypothèses de calcul et combinaisons d'actions :

Le but de cette partie est de définir les différentes combinaisons de charges nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
1,35 G + 1,5 Q.

Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol est = 3 bars.

I.6 Choix du système de contreventement :

I.6.1. Définition :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines

parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

I.6.2. Choix du contreventement :

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Les répartir sur les différents éléments de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et situé en zone IIa. Le contreventement par portique auto stable est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003).

Initialement nous avons choisis le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

Néanmoins et après plusieurs tentatives, nous n'avons pas pu justifier l'interaction portiques –voiles. Pour cela, un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, a été opté pour notre bâtiment.

Pour ce système, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises totalement par les voiles à tous les niveaux.

I.7 Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés. Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres², Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes surcharges du plancher, poutrelles et poutres.

Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2 Pré-dimensionnement des Poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

II.2.1 Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les dalles et les réparties aux voiles sur lesquels ces poutres reposent.

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

On a :

$$L_{max} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10}$$

$$36.66 \leq h \leq 55$$

$$\text{On prend : } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$18 \leq b \leq 36$$

$$\text{on prend : } b = 35 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{45}{35} < 4$$

} \Rightarrow Donc les conditions RPA99 sont vérifiées.

On adopte des poutres principales de : (35x45) cm²

II.2.2 Les poutres secondaires :

$L_{\max} = 545 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10}$$

$$30.26 \leq h \leq 54.5$$

on prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$16 \leq b \leq 32$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \quad \frac{40}{30} < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Donc les conditions RPA99 sont vérifiées.}$$

On adopte des poutres secondaires de : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.3 Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Les planchers sont réalisés en un seul type : Dalle pleine

II.3.1 planchers en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

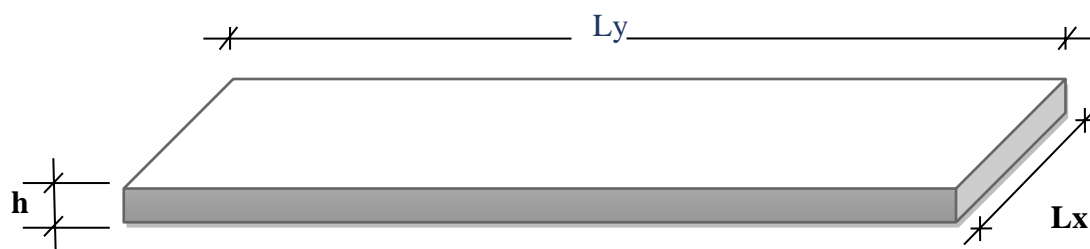


Figure II.1 : panneau de dalle pleine.

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

- **A / Résistance à la flexion :**

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 545 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 550 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{490}{545} = 0.99$$

$> 0,4 \Rightarrow$ **La dalle est considérée comme portant dans deux directions**

$$\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \frac{545}{50} \leq e_p \leq \frac{545}{30} \quad \Rightarrow 10.9\text{cm} \leq e_p \leq 18.16 \text{ cm}$$

- **B / Resistance au feu :**

Tableau II.1 : Tableau Resistance au feu

e = 7cm	pour une heure de coup de feu ;
e = 11cm	pour deux heures de coup de feu ;
e = 17 cm	pour quatre heures de coup de feu. Notre bâtiment est à quelque mètres de la protection civile → e=11 cm

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine $e = 17\text{cm}$ non seulement pour des raisons de résistance mais surtout des raisons d'isolation phonique.

II.3.2 Descente des charges

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu' à la fondation, et pour pouvoir dimensionner ces éléments

- **Dalle pleine :**

Tableau.II.2 : tableau de descente des charges étage sous-sol

	ep	Masse Vol	Masse	
Carrelage + sable +Mortier de pose			108	Kg/m ²
Dalle pleine	17	2500	400	Kg/m ²
Enduit en ciment (ep 1.5 cm)	1.5	1800	27	Kg/m ²
Cloison légère			75	Kg/m ²
Charge permanente:	SOIT:	G	600	Kg/m ²
Surcharge d'exploitation:		P	500	Kg/m ²

Tableau.II.3 : tableau de descente des charges étage courant :

	ep	Masse Vol	Masse	
carrelage + sable +Mortier de pose			108	Kg/m ²
dalle pleine	17	2500	400	Kg/m ²
enduit en ciment (ep 1.5 cm)	1.5	1800	27	Kg/m ²
cloison légère			75	Kg/m ²
Charge permanente :		G	600	Kg/m ²
Surcharge d'exploitation:	SOIT :	P	150	Kg/m ²

Tableau.II.4 : tableau de descente des charges de la terrasse inaccessible :

	ep	Masse Vol	Masse	
carrelage + sable +Mortier de pose			108	Kg/m ²
dalle pleine	17	2500	400	Kg/m ²
enduit en ciment (ep 1.5 cm)	1.5	1800	27	Kg/m ²
cloison légère			75	Kg/m ²
Charge permanente :		G	600	Kg/m ²
Surcharge d'exploitation:	SOIT:	P	100	Kg/m ²

Tableau.II.5 : tableau récapitulatif des autres charges :

Elément Charge		Charge permanente G (Kg/m ²)	Charge d'exploitation Q (Kg/m ²)
Balcon accessible		600	350
L'acrotère		300	100
Escalier à paillasse orthogonales	Paillasse	700	250
	Palier	500	250

II.4 : Les voiles :

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les

efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

$$e \geq \max (h_e / 25 , h_e / 22 , h_e / 20)$$

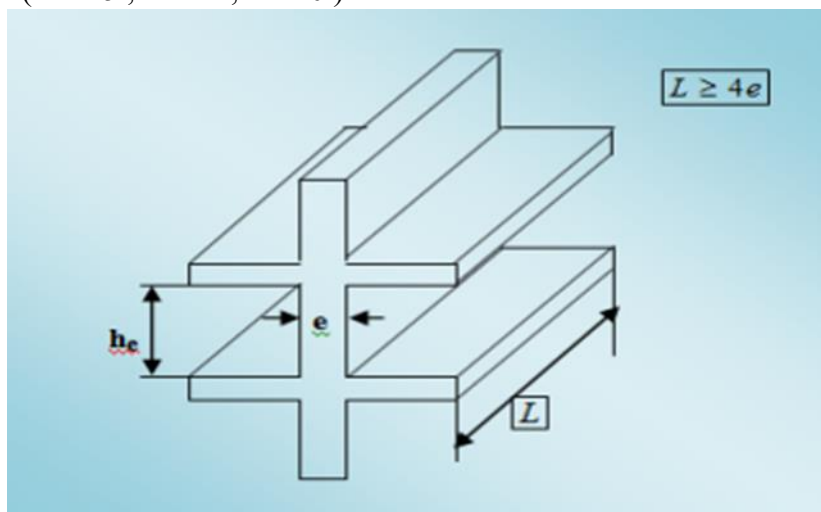


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation

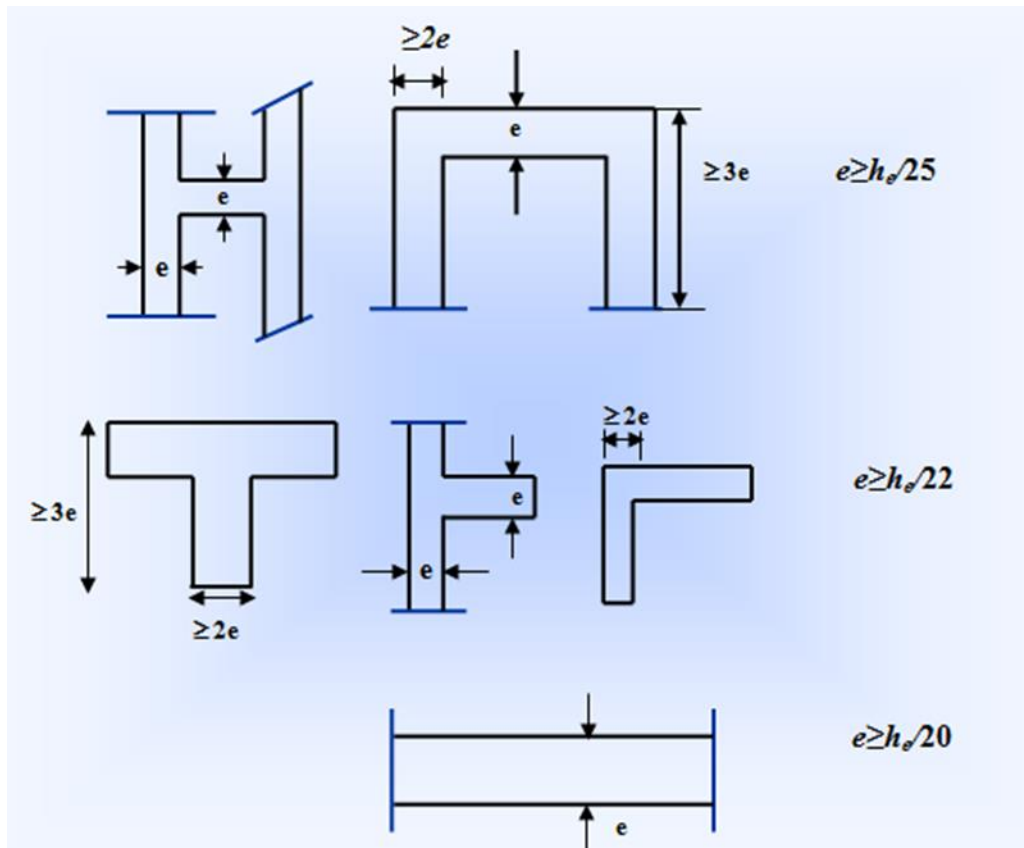


Figure.II.3 : Coupe de voile en plan

Résultats :

Tableau.II.5 : Pré-dimensionnement des voiles :

	h (m)	h _e (m)	L (m)	h _e /20 (m)	a (cm)	L ≥ 4 x a ?
RDC	3,23	3,06	5.5	0,153	40	ok
Etage courant	3,23	3,06	5.5	0,153	40	ok

II.5 Conclusion : Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères.

Chapitre III :

Les planches

III.1 : Introduction :

Un plancher est un élément horizontal de surface plane qui sert à séparer les différents niveaux.

Il a pour rôle :

- Supporter son poids propre ainsi que les charges et surcharges d'exploitations.
- La transmission des charges aux éléments porteurs.
- L'isolation thermique et phonique.

Le plancher que nous avons utilisés pour notre projet est :

Dalle pleine de **15** et **20cm** d'épaisseur.

III.2 : Calcul des planches à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée L_y , petite portée L_x , épaisseur hd) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.2.1: Méthode de calcul :

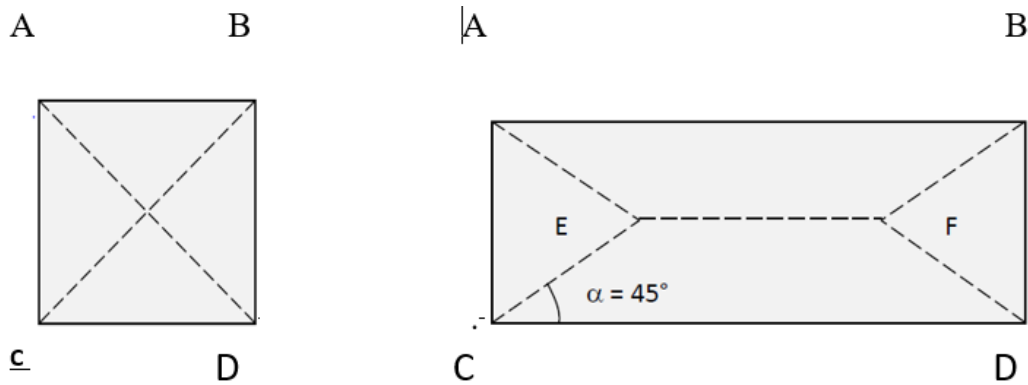
La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- ✓ La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- ✓ Considérons 2 bandes :
 - Une bande suivant le sens x de longueur ℓ_x et de largeur 1m et
 - Une bande suivant le sens y de longueur ℓ_y et de largeur 1m
 - **Constatations :**
 - Sous l'effet de la charge :
 - Chaque bande se déforme
 - Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
 - Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus



a- Panneau de dalle de forme carrée

b- Panneau de dalle de forme rectangulaire

Figure.III.1 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

Conclusion :

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[A.7.2,2 BAEL 91]

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec : } h_d = 16\text{cm}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

on prendra : $\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm}$

III.2.2 : Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91].

$$\left\{ \begin{array}{l} c_x = a + \frac{\varnothing_{\max}}{2} \\ c_y = a + \frac{\varnothing}{2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} c_x = 10 + \frac{10}{2} = 15\text{mm} \\ c_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\text{mm} \end{array} \right.$$

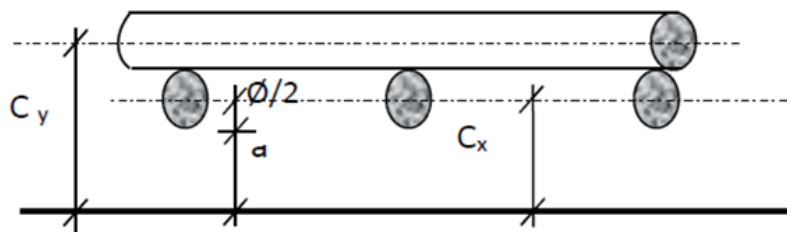


Figure.III.2 : Enrobage

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

III.3. : Calcul du ferrailage :

III.3.1 : étage sous-sol :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=600 \text{ daN/m}^2 \\ Q=500 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Combinaison fondamentale :**

- ❖ État limite ultime (E.L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 600 + 1.5 \times 500 = 1560 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de **1m** de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00$$

$$q_u = 1560 \text{ daN/ml}$$

- ❖ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 600 + 500 = 1100 \text{ daN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

- État limite ultime (E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x^u = \mu_x^u * \bar{q}_u * L_x^2 & \text{Suivant la direction Lx} \\ M_y^u = \mu_y^u * M_x^u & \text{Suivant la direction Ly} \end{array} \right.$$

- État limite de service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \bar{q}_{ser} * L_x^2 & \text{Suivant la direction Lx} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} & \text{Suivant la direction Ly} \end{array} \right.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

Coefficient de poisson :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \end{array} \right.$$

$U = 0.2$ Etats limites service (béton non fissuré).

$v = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites service (béton non fissuré).

• **Mode d'encastrement :**

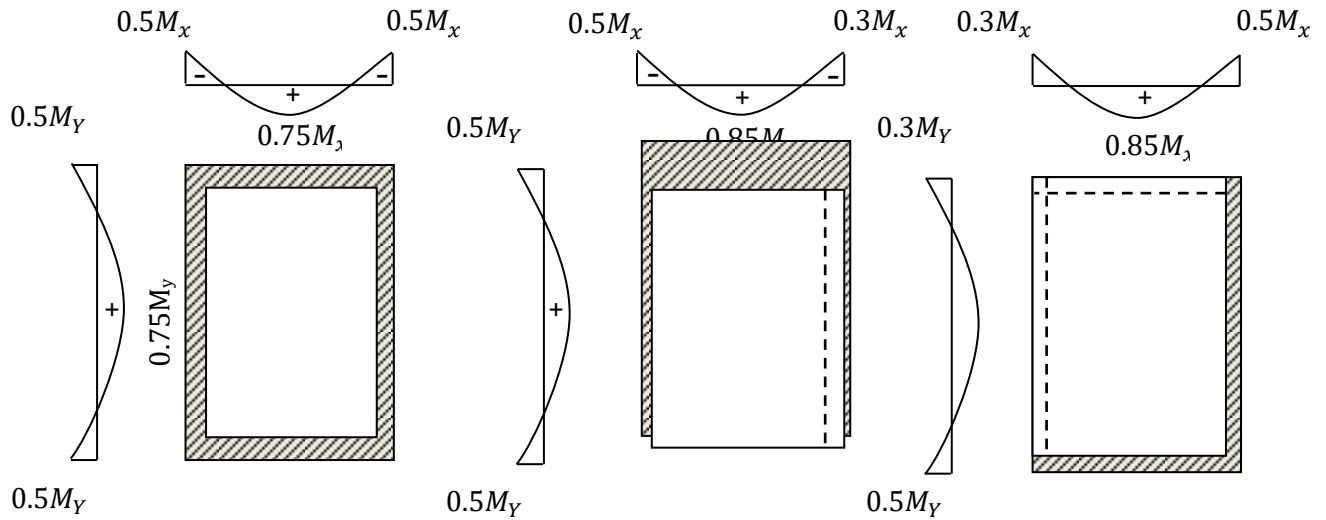


Figure.III.3 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$L_x = 5.45 \text{ m}$

$L_y = 5.50 \text{ m}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.99$

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0.0376 * 1560 * 5.45^2 = 1742.22 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.9771 * 1700.52 = 1702.33 \text{ daN.m} \end{array} \right.$

❖ **Etat limite de service (E L S)**

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \overline{q^{ser}} * L_x^2 = 0.0449 * 1100 * 5.45^2 = 1467 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} = 0.9847 * 1467 = 1444.56 \text{ daN.m} \end{array} \right.$

• **Moment en travée :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 0.85 * 1742.22 = 1480.887$$

$$M_{ty}^u = 0.85 * 1702.33 = 1446.98$$

❖ **Etat limite service :**

$$M_{tx}^s = 0.85 * 1467 = 1246.95$$

$$M_{ty}^s = 0.85 * 1444.56 = 1227.87$$

• **Moment en appuis :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{ax}^u = 0.5 * 1742.22 = 871.11$$

$$M_{ay}^u = 0.5 * 1702.33 = 851.15$$

$$M_{ax}^u = 0.3 * 1742.22 = 522.66$$

$$M_{ay}^u = 0.3 * 1702.33 = 510.69$$

❖ **Etat limite service :**

$$M_{ax}^s = 0.5 * 1467 = 733.5$$

$$M_{ay}^s = 0.5 * 1444.56 = 722.25$$

$$M_{ax}^s = 0.3 * 1467 = 440.1$$

$$M_{ay}^s = 0.3 * 1444.56 = 433.36$$

Tableau III.1 : tableau de Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Sens Moments	SENS X-X [daN.m]		SENS Y-Y [daN.m]	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma (daN .m)	871.11	733.5	851.16	722.22
Mt (daN .m)	1480.887	1246.25	1446.98	127.87

Sens(X-X) :

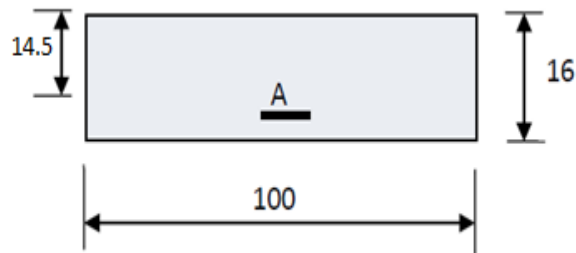


Figure III.4 : Section de calcul en travée Sens x-x.

En travée :

➤ ELU :

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{14808.9}{100 * 14.5^2 * 17} = 0.041$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.98$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{14808.9}{0.98 * 14.5 * 348} = 2.9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]

$$A_{min} = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(2.9 ; 1.28) \rightarrow A = 2.9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 12462.5 \text{ N.m}$$

• Flexion simple



- Section rectangulaire sans A' --> Si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 * f_{c28}$

$$f_{c28}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{14808,9}{12462,5} = 1,8$$

$\alpha = 0,035 < 0,39 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 * f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\checkmark Fissuration peu nuisible maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

\rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront

- ❖ **En appuis :**

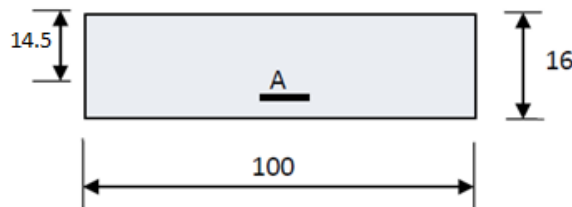


Figure.III.5 : Section de calcul en appuis Sens x-x.

1. **ELU :**

- \checkmark **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{871,11}{100 * 14,5^2 * 17} = 0,002$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,002 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \xi_s > 1000 \xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,003 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,987$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}}{\beta * d_x * \sigma_s} = \frac{8711.1}{0.987 * 14.5 * 348} = 1.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1,75; 1,28) \rightarrow A = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2.E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 7335.03 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans f_{c28}
- Acier FeE400

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{8711.14}{7335.03} = 1.18$$

$$\alpha = 0,035 < 0,39 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible maintenues.

→ les armatures calculées à E.L.U seront

(Aucune vérification pour (σ_s))

Sens (Y-Y) :

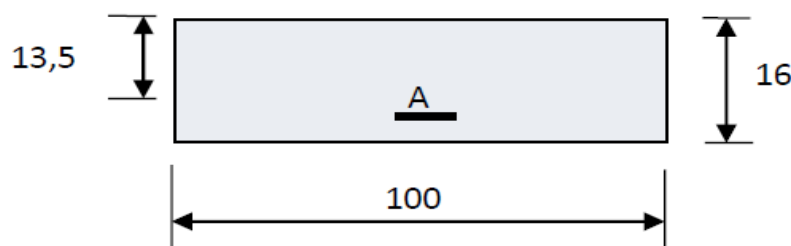


Figure.III.6 : Section de calcul en travée sens y-y

En travée :

1. ELU :

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b * d_y^2 * \sigma_b} = \frac{14469.82}{100 * 13.5^2 * 17} = 0.046$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,392$$

$$\mu = 0.046 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.979$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}}{\beta * d_y * \sigma_s} = \frac{14469.82}{0.979 * 13.5 * 348} = 2.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{\min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(2.93; 1,28) \rightarrow A = 2.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 12278.77 \text{ N.m}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans

$$f_{c28}$$

• Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$\gamma = \frac{14469.82}{12278.77} = 1.17$$

$$\alpha = 0,035 < 0.264 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa}$

- ✓ Fissuration peu nuisible maintenues.

→ les armatures calculées à E.L.U seront

(Aucune vérification pour (σ_s))

- ❖ **En appuis :**

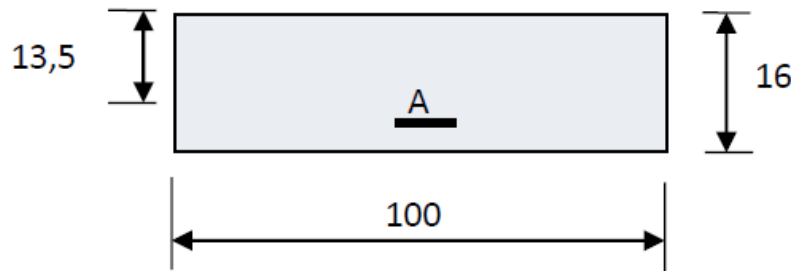


Figure.III.7 : Section de calcul en appuis sens y-y

1.ELU :

- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \cdot d_y^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8511.66}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 17} = 0.023$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,392$$

$$\mu = 0.0135 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.003 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0.987$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8511.66}{0.987 \cdot 13.5 \cdot 348} = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Condition de non fragilité) :

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.73; 1,28) \rightarrow A = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 / ml \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / ml$$

2. E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 7222.8 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

Section rectangulaire sans

- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{8511.66}{7222.8} = 1.17$$

$$\alpha = 0,035 < 0.264 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible maintenues.

→ les armatures calculées à E.L.U seront

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.3.1.1 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \left[\text{(A.5.1.2.1.1 CBA 93)} \right]$$

Avec :

τ_u : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : effort tranchant max.

Calcul de T_u^{\max} :

T_u^{\max} est calculé par la formule suivante :

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

- **Plancher haut sous-sol :**

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15.60 * 5.45}{2} * \frac{5.5^4}{5.45^4 + 5.5^4} = 21.64 \text{ kn}$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15.60 * 5.5}{2} * \frac{5.5^4}{5.45^4 + 5.5^4} = 21.84 \text{ kn}$$

Donc : $T_u^{\max} = 21.84 \text{ kn}$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 ; 5) = 4 \text{ MPa}$

$T_u = 21.84 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{21840}{1000 * 135} = 0.161 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

III3.1.2 Vérification de la flèche :

- **vérifications le calcul de la flèche est nécessaire : [B.A.E.L 91/B.7.5]**

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 * M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b * d_x} = \frac{5.65}{100 * 14.5} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{545} = 0.029$$

$$\frac{M_{ax}^s}{20 * M_x} = \frac{733.5}{20 * 1467} = 0.025$$

$0.029 \geq 0.025$ **Condition vérifiée**

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

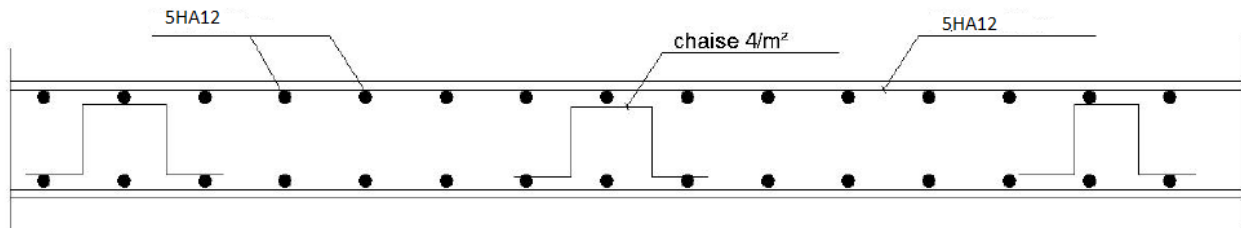


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (étage sous-sol)

III.3.2 étage courant :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=600 \text{ daN/m}^2 \\ Q=150 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Combinaison fondamentale :**

- ❖ État limite ultime (E.L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 600 + 1.5 \times 150 = 1035 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de **1m** de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00$$

$$q_u = 1035 \text{ daN/ml}$$

- ❖ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 600 + 150 = 750 \text{ daN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

- État limite ultime (E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x^u = \mu_x^u * \bar{q}_u * L_x^2 & \text{Suivant la direction Lx} \\ M_y^u = \mu_y^u * M_x^u & \text{Suivant la direction Ly} \end{array} \right.$$

- État limite de service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \bar{q}_{ser} * L_x^2 & \text{Suivant la direction Lx} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} & \text{Suivant la direction Ly} \end{array} \right.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

Coefficient de poisson :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 & \text{Etats limites service (béton non fissuré).} \end{array} \right.$$

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites service (béton non fissuré).

• **Mode d'encastrement :**

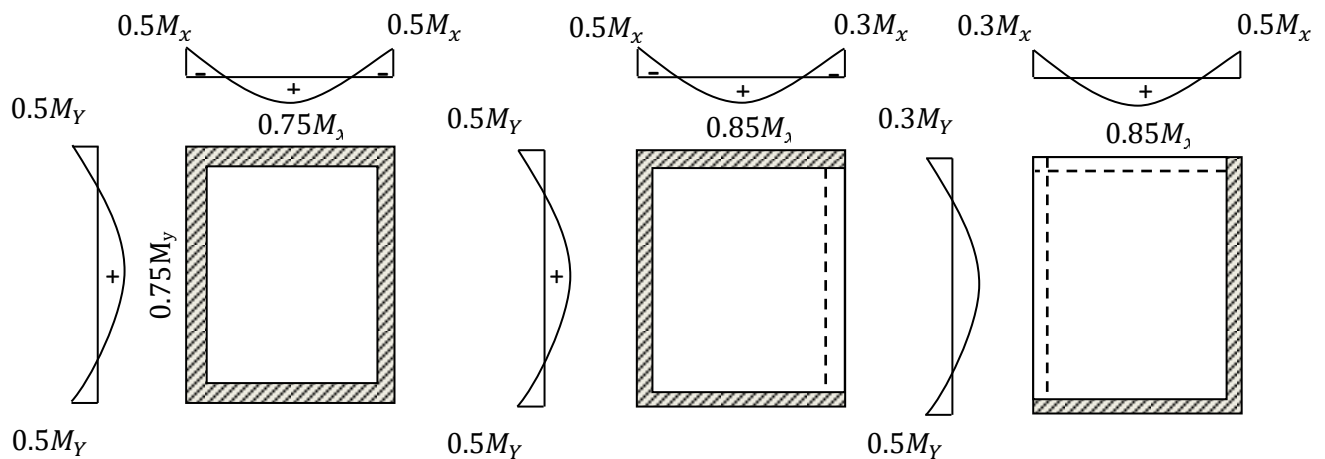


Figure.III.9 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

Etat limite ultime (ELU) :

$$L_x = 5.45 \text{ m}$$

$$L_y = 5.50 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0.0376 * 1035 * 5.45^2 = 1155.90 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.9771 * 1155.90 = 1129.43 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Etat limite de service (E L S)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \overline{q^{ser}} * L_x^2 = 0.0449 * 750 * 5.45^2 = 1000.23 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} = 0.9847 * 1000.23 = 984.92 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment en travée :**

- ❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 0.85 * 1155.9 = 928.51$$

$$M_{ty}^u = 0.85 * 1129.43 = 960.01$$

- ❖ **Etat limite service :**

$$M_{tx}^s = 0.85 * 1000.23 = 850.19$$

$$M_{ty}^s = 0.85 * 984.92 = 837.18$$

- **Moment en appuis :**

- ❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{ax}^u = 0.5 * 1155.9 = 577.95$$

$$M_{ay}^u = 0.5 * 1129.43 = 564.71$$

$$M_{ax}^u = 0.3 * 1155.922 = 346.77$$

$$M_{ay}^u = 0.3 * 1129.43 = 338.82$$

- ❖ **Etat limite service :**

$$M_{ax}^s = 0.5 * 1000.23 = 500.11$$

$$M_{ay}^s = 0.5 * 984.92 = 492.46$$

$$M_{ax}^s = 0.3 * 100.23 = 300.06$$

$$M_{ay}^s = 0.3 * 984.92 = 295.47$$

Tableau III.2 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Sens Moments	SENS X-X [daN.m]		SENS Y-Y [daN.m]	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma (daN .m)	577.95	500.11	564.21	492.46
Mt (daN .m)	928.51	850.19	960.01	837.18

Sens(X-X) :

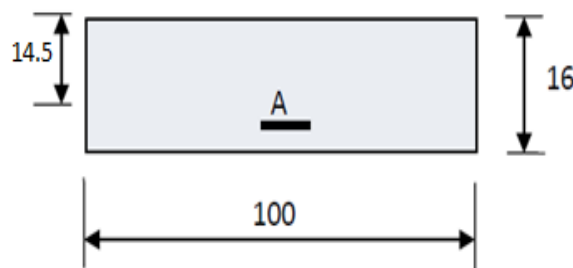


Figure.III.10 : Section de calcul en travée Sens x-x.

a) En travée :

➤ ELU :

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9285.1}{100 \cdot 14.5^2 \cdot 17} = 0.026$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.033 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.987$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9285.1}{0.987 \cdot 14.5 \cdot 348} = 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1,86 ; 1,28) \rightarrow A = 1,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-E.L.S :

$$M_{lx}^{ser} = 850,19 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans } $A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$
- Acier FeE400

Avec :
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{9285,1}{8501,9} = 1,09$$

$\alpha = 0,035 < 0,39 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu nuisible maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

\rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront

- ❖ **En appuis :**

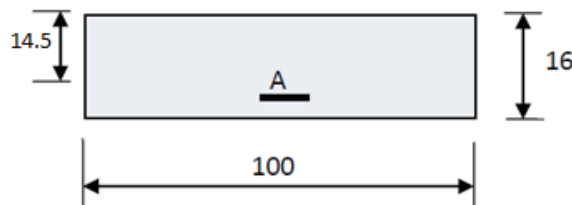


Figure.III.11 : Section de calcul en appuis Sens x-x.

ELU :

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8779.5}{100 \cdot 14.5^2 \cdot 17} = 0.024$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0.024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \xi_s > 1000 \xi_L \rightarrow \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0.988$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{5779.5}{0.988 \cdot 14.5 \cdot 348} = 1.159 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.159; 1,28) \rightarrow A = 1.159 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

• 5T12 / ml $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 5001.1 \text{ N.m}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans

$$f_{c28}$$

• Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$\gamma = \frac{5779.5}{5001.1} = 1.15$$

$$\alpha = 0,035 < 0.39 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

• **Conclusion :**

✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu nuisible

\rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront

maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Sens (Y-Y) :

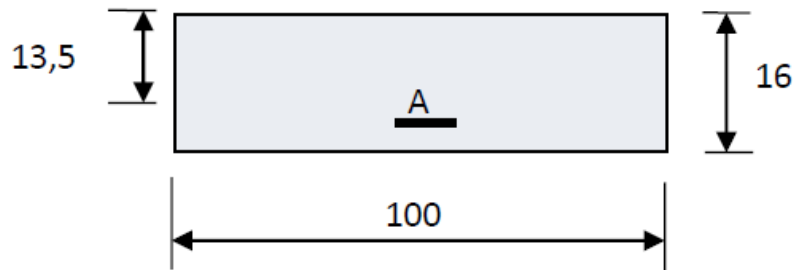


Figure.III.12 : Section de calcul en travée sens y-y

❖ **En travée :**

3. **ELU :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b * d_y^2 * \sigma_b} = \frac{9600.1}{100 * 13.5^2 * 17} = 0.03$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,392$$

$\mu = 0.03 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A'$ n'existe pas et

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.988$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}}{\beta * d_y * \sigma_s} = \frac{9600.1}{0.988 * 13.5 * 348} = 2.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (b arres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{\min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(2.06; 1,28) \rightarrow A = 2.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-E.L. S :

$$M_{ty}^{ser} = 8371.8 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans f_{c28}
 - Acier FeE400
- Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$\gamma = \frac{9600.1}{8371.8} = 1.146$$

$\alpha = 0,035 < 0.264 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

• **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 18$ MPa
 - ✓ Fissuration peu nuisible maintenues.
- \rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

❖ **En appuis :**

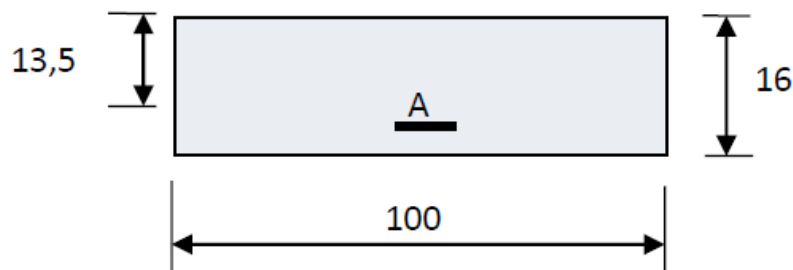


Figure.III.13 : Section de calcul en appuis sens y-y

1.ELU :

- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b * d_y^2 * \sigma_b} = \frac{5642.1}{100 * 13.5^2 * 17} = 0.018$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,392$$

$$\mu = 0.018 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,022 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,991$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{5642,1}{0,991 * 13,5 * 348} = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1,21; 1,28) \rightarrow A = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4. E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 4924,6 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400

$$f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$\gamma = \frac{5642,1}{4924,6} = 1,14$$

$$\alpha = 0,035 < 0,264 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible maintenues.

→ les armatures calculées à E.L.U seront

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$$

Avec :

τ_u : contrainte tangente

$\overline{\tau_u}$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : effort tranchant max.

Calcul de T_u^{\max}

T_u^{\max} est calculé par la formule suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

Plancher haut sous-sol :

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15.35 * 5.45}{2} * \frac{5.5^4}{5.45^4 + 5.5^4} = 21.29 \text{ kn}$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15.35 * 5.5}{2} * \frac{5.5^4}{5.45^4 + 5.5^4} = 21.49 \text{ kn}$$

Donc : $T_u^{\max} = 28.49 \text{ kn}$

Avec : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 ; 5) = 4 \text{ MPa}$

$T_u = 28.49 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{28490}{1000 * 135} = 0.21 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

III3.2.2. Vérification de la flèche :

- vérifications le calcul de la flèche est nécessaire : [B.A.E.L 91/B.7.5]

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 * M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b * d_x} = \frac{5.65}{100 * 14.5} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{`Conduction vérifiée}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{Lx} = \frac{16}{5.45} = 0.029$$

$$\frac{M_{ax}^s}{20 * M_x} = \frac{500.11}{20 * 933.54} = 0.0267$$

$0.029 \geq 0.0267$ (**Condition vérifiée**)

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

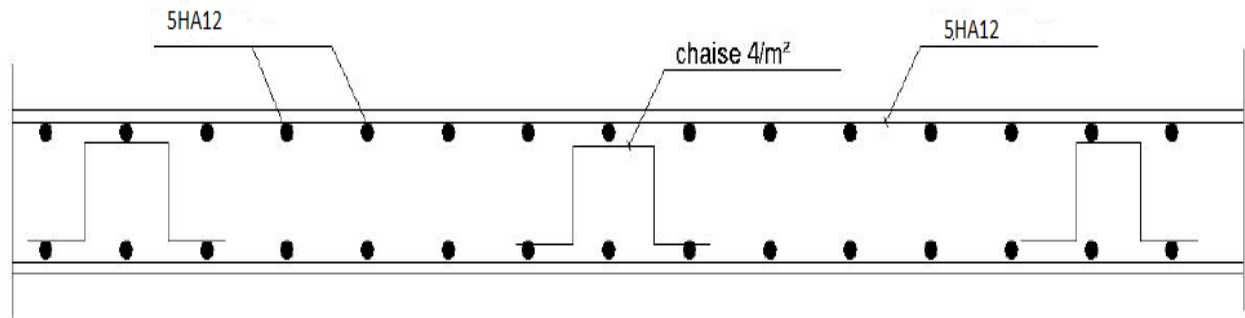


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (étage courant)

III.3.3 : Terrasse inaccessible :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=600 \text{ daN/m}^2 \\ Q=100 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

• **Combinaison fondamentale :**

❖ État limite ultime (E.L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 600 + 1.5 \times 500 = 960 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de **1m** de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00$$

$$q_u = 960 \text{ daN/ml}$$

❖ État limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 600 + 100 = 700 \text{ daN/m}^2$$

• **Calcul des sollicitations :**

➤ État limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u * \bar{q}_u * L_x^2 & \text{Suivant la direction Lx} \\ M_y^u = \mu_y^u * M_x^u & \text{Suivant la direction Ly} \end{cases}$$

➤ État limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \bar{q}_{ser} * L_x^2 & \text{Suivant la direction Lx} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} & \text{Suivant la direction Ly} \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 & \text{Etats limites service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites service (béton non fissuré).

• Mode d'encastrement :

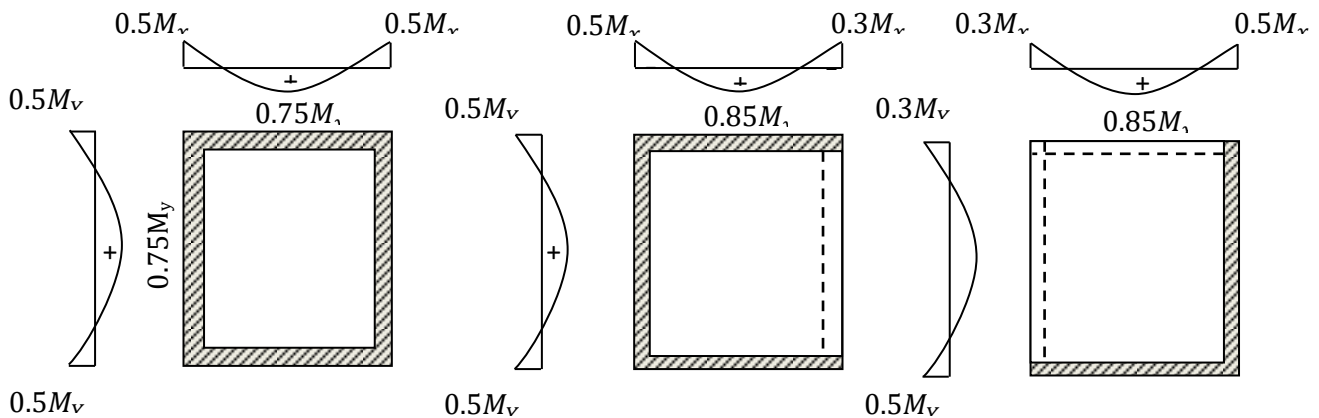


Figure.III.15 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$L_x = 5.45 \text{ m}$$

$$L_y = 5.5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \\ M_x^u = 0.0376 * 960 * 5.45^2 = 1072.14 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.9771 * 1072.14 = 1047.58 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \\ M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \overline{q^{ser}} * L_x^2 = 0.0449 * 700 * 5.45^2 = 933.54 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} = 0.9847 * 933.54 = 919.26 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Moment en travée :

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 0.85 * 1072.14 = 911.32$$

$$M_{ty}^u = 0.85 * 1047.58 = 890.44$$

❖ **Etat limite service :**

$$M_{tx}^s = 0.85 * 933.54 = 758.97$$

$$M_{ty}^s = 0.85 * 919.26 = 781.36$$

• **Moment en appuis :**

•

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{ax}^u = 0.5 * 1072.14 = 536.07$$

$$M_{ay}^u = 0.5 * 1047.85 = 523.92$$

$$M_{ax}^u = 0.3 * 1072.14 = 321.64$$

$$M_{ay}^u = 0.3 * 1047.85 = 314.35$$

❖ **Etat limite service :**

$$M_{ax}^s = 0.5 * 933.54 = 466.77$$

$$M_{ay}^s = 0.5 * 919.26 = 459.63$$

$$M_{ax}^s = 0.3 * 933.54 = 280.06$$

$$M_{ay}^s = 0.3 * 919.26 = 275.7$$

Tableau III.3 : tableau Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Sens Moments	SENS X-X [daN.m]		SENS Y-Y [daN.m]	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M _a (daN .m)	536.07	466.77	523.92	459.63
M _t (daN .m)	911.32	890.44	785.97	781.36

Sens(X-X)

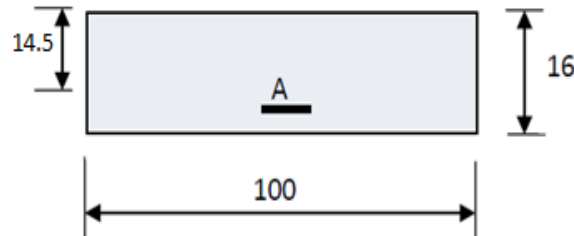


Figure.III.16 : Section de calcul en travée Sens x-x.

En travée :

➤ **ELU :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{9113.2}{100 * 14.5^2 * 17} = 0.0254$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,0326$$

$$\mu = 0.0254 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.987$$

***Détermination des armatures :**

$$A_{ix}^u = \frac{M_{ix}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9113.2}{0.987 * 14.5 * 348} = 1.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.83 ; 1,28) \rightarrow A = 1.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-E.L.S :

$$M_{ix}^{ser} = 8904.4 \text{ N.m}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans

$$f_{c28}$$

• Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$\gamma = \frac{9113.2}{8904.4} = 1.23$$

$$\alpha = 0,035 < 0.39 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

• **Conclusion :**

✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu nuisible maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

→ les armatures calculées à E.L.U seront

En appuis :

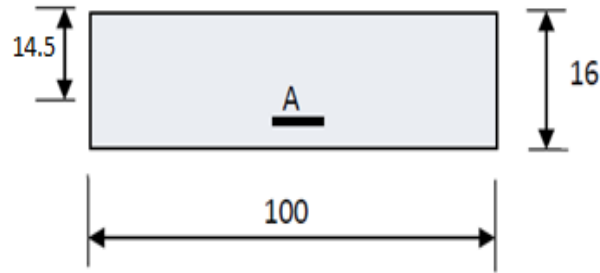


Figure.III.17 : Section de calcul en appuis Sens x-x.

ELU :✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5360.7}{100 \cdot 14.5^2 \cdot 17} = 0.0149$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0.0149 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0187 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0.992$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{5360.7}{0.992 \cdot 14.5 \cdot 348} = 1.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.07; 1,28) \rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 4667.7 \text{ N.m}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$f_{c28}$$

- Acier FeE400

Avec :
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{5360.7}{4667.7} = 1.14$$

$\alpha = 0,035 < 0.39 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible maintenues.
- } \rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront

(Aucune vérification pour (σ_s))

Sens (Y-Y) :

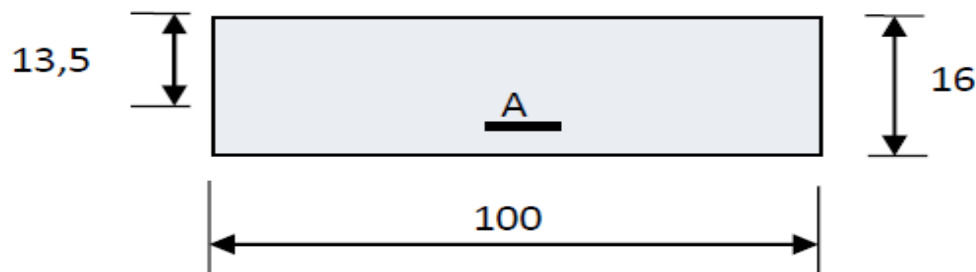


Figure.III.18 : Section de calcul en travée sens y-y

- ❖ **En travée :**

5. **ELU :**

- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d_y^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7859.7}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 17} = 0.025$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,392$$

$$\mu = 0.025 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0316 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.987$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}}{\beta * d_y * \sigma_s} = \frac{7859.7}{0.987 * 13.5 * 348} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.69; 1,28) \rightarrow A = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 7813.6 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans

$$f_{c28}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

$$\gamma = \frac{7859.7}{7813.6} = 1.005$$

$$\alpha = 0,035 < 0.264 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

- **Conclusion :**

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible maintenues.

→ les armatures calculées à E.L.U seront

(Aucune vérification pour (σ_s))

- ❖ **En appuis :**

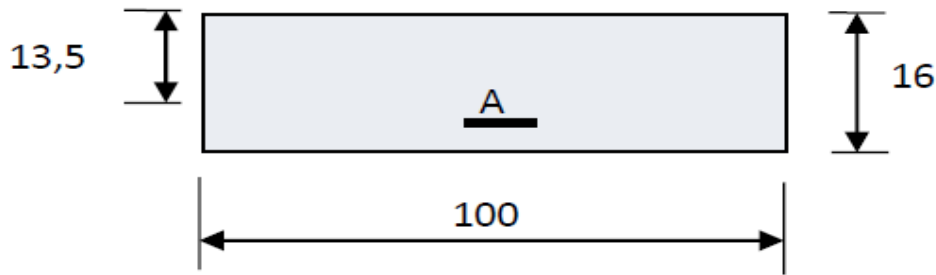


Figure.III.19 : Section de calcul en appuis sens y-y

1.ELU :✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b * d_y^2 * \sigma_b} = \frac{5239.2}{100 * 13.5^2 * 17} = 0.0169$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,39$$

$$\mu = 0.0169 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0213 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.991$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{5239.2}{0.991 * 13.5 * 348} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.12; 1,28) \rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 4596.3 \text{ m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- f_{c28}
- Acier FeE400

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$\gamma = \frac{5239.2}{4596.3} = 1.13$$

$\alpha = 0,035 < 0.264 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 17 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18$$

• **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 18$ MPa
 - ✓ Fissuration peu nuisible maintenues.
- } \rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.3.3.1 : Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$$

Avec :

τ_u : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : effort tranchant max.

Calcul de T_u^{\max}

T_u^{\max} est calculé par la formule suivante :

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{9.6 * 5.45}{2} * \frac{5.5^4}{5.45^4 + 5.5^4} = 13.32 \text{ kn}$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{9.6 * 5.5}{2} * \frac{5.5^4}{5.45^4 + 5.5^4} = 13.44 \text{ kn}$$

Donc : $T_u^{\max} = 13.44 \text{ kn}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (4 ; 5) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 13,44 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = \frac{13440}{1000 \cdot 135} = 0,099 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.1.3.2 : Vérification de la flèche :

- Vérifications le calcul de la flèche est nécessaire : [B.A.E.L 91/B.7.5]

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 \cdot M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b \cdot d_x} = \frac{5,65}{100 \cdot 14,5} = 0,004 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{545} = 0,029$$

$$\frac{M_{ax}^s}{20 \cdot M_x} = \frac{466,77}{20 \cdot 933,54} = 0,025$$

$$0,029 \geq 0,025 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

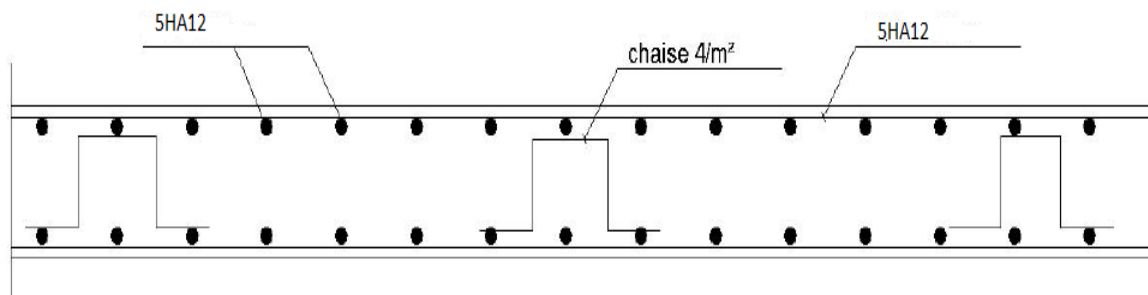


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (terrasse inaccessible)

Chapitre IV :
Etude des éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Ce sont des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Donc dans ce chapitre on fera l'étude de tous les éléments secondaires du bâtiment

IV.2 Etude escalier :

IV.2.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

IV.2.2 Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée**: est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

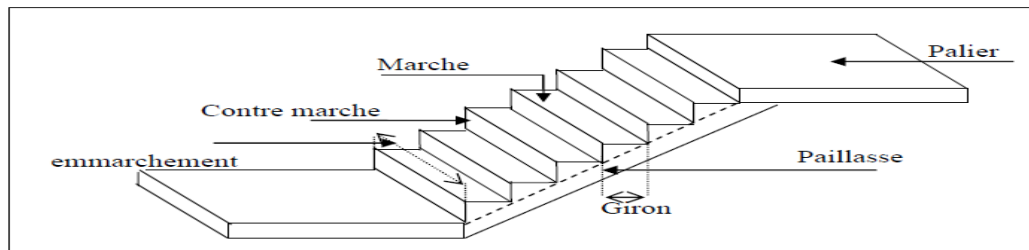


Figure IV.1 : Différents éléments d'un escalier.

IV.2.3 Dimensionnement escalier étage courant :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$.

- $m = g + 2 \times h$
- $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- $22m \leq g \leq 33\text{cm}$.

IV.2.3.1 Vérification de la loi de BLANDEL :

Vérification de la formule de Blondel : $59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$

On prend:

g = 30 cm.

h =17 cm.

$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$

$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{cm}$

Condition vérifiée.

Nombre de contre marches : $n = H/h = 323/17 = 18$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$n = 9$ contre marche

Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches.

- **La ligne de foulée :**

$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$.

- **L'inclinaison : $Tg\alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$**

- **La longueur de la paillasse (L paillasse) :**

- **$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285\text{cm}$.**

- L'épaisseur de l'est :

- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20 \Rightarrow 9.5 < e < 14.25$

On opte pour une épaisseur d'ép. = **15 cm** pour la paillasse et le palier

IV.2.4 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1.5 m d'embranchement.

IV.2.4.1 Charges permanentes :

Tableau IV.1 : tableau des charges de Palier

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			4,97

Tableau IV.2: tableau des charges de la paillasse

Désignation	$\rho (\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
Charge permanent G			7.25

IV.2.4.2 Charges d'exploitations :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F=G (H- e) \times m= 2,81*(3.06-0,12) * 8$ **F=66,09 KN/ml**

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

IV.2.4.3 Combinaison de charges :

Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.54 \text{ KN/ml}$.

Etat limite service (ELS) :

Palier : $q_{1s} = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/m}$

Volée : $q_{2s} = 7.25 + 2,5 = 9.75 \text{ KN/m}$

Schéma statique :

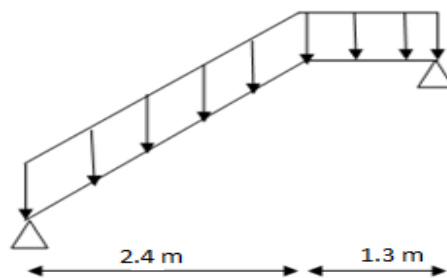


Figure IV.2: Schéma d'escalier sous charges

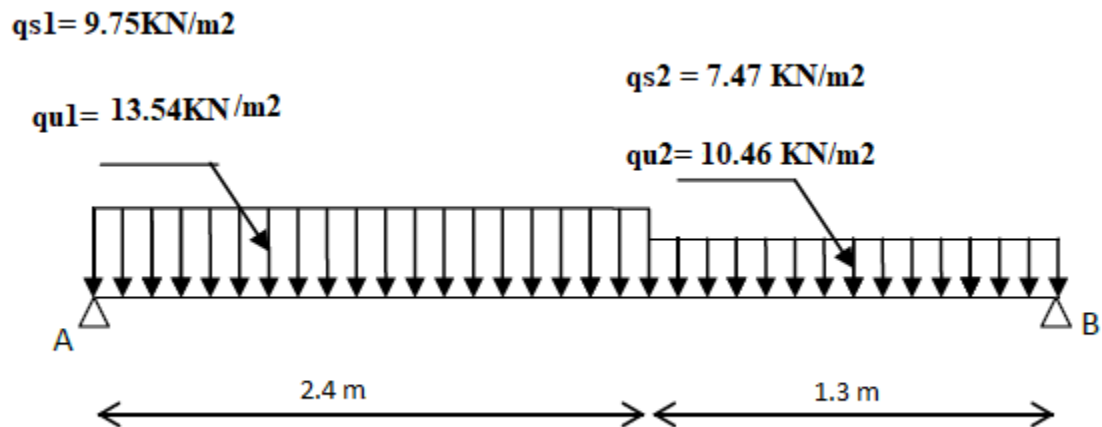


Figure IV.3: Schéma statique (ELU et ELS)

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 13.54 \times 2.4 + 10.46 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 48.18 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70}$$

$$R_A = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + 10.46 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70} \Rightarrow R_A = 24.34 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70}$$

$$R_B = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.46 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70} \Rightarrow R_B = 21.75 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) :**• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 9.75 \times 2.4 + 7.47 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 34.60 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + q_2^s \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70}$$

$$R_A = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + 7.47 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70} \Rightarrow R_A = 17.51 \text{ KN}$$

• $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70}$$

$$R_B = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.47 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70} \Rightarrow R_B = 15.59\text{KN}$$

IV.2.5 Ferrailage :

ELU :

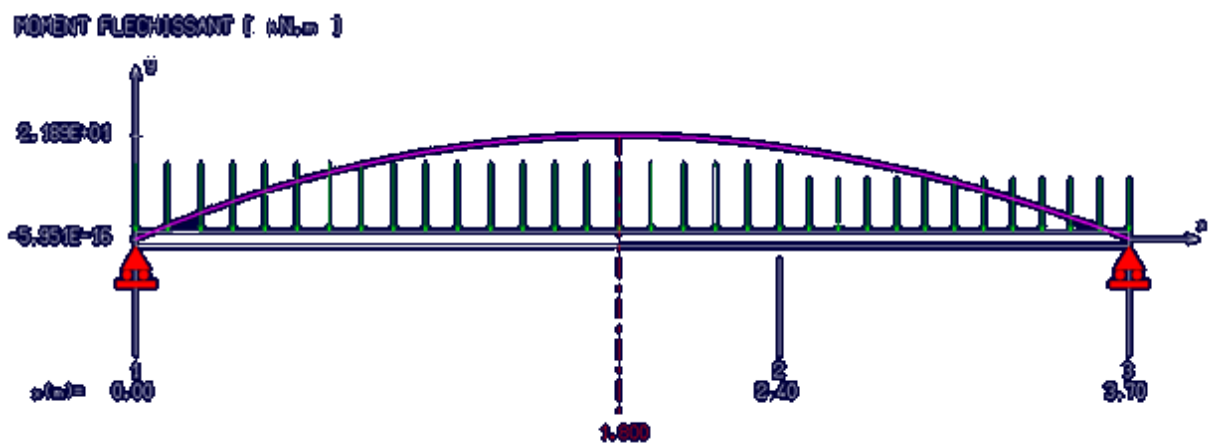


Figure IV.4: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

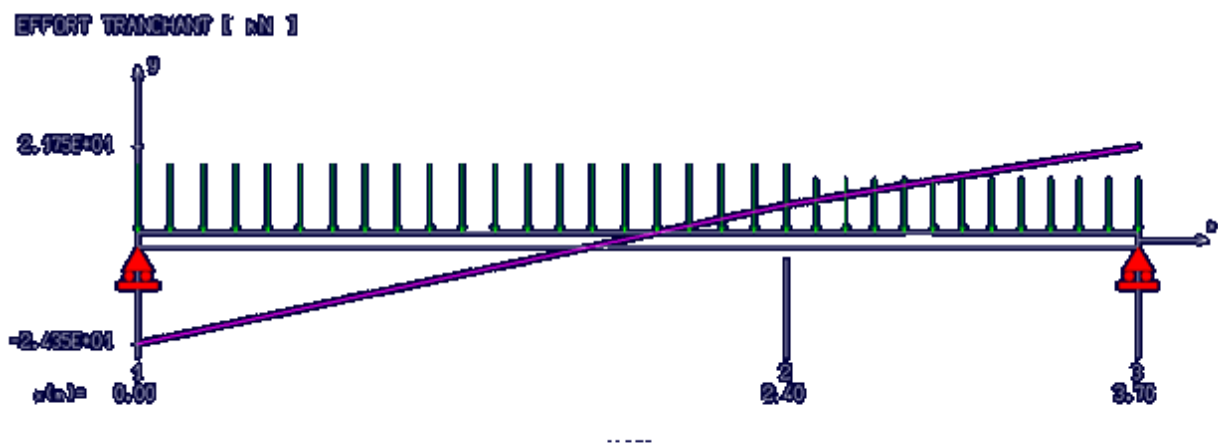


Figure IV.5: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

➤ **En travée :**

$$M_{tu} = M_0 * 0.85 = 21.89 * 0.85 = \mathbf{18.61 \text{ KN.m}}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$ Sollicitation : **$M_u = 18.61 \text{ KN.m}$**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.06 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{18610}{0.969 \times 348 \times 13,5} = 4,087 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte:

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5T12$$

Espacement = 20 cm

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 3.93 \text{ cm}^2 = 5T10$ ➤ **En appuis:**

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 1.78 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,005 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1785}{0.997 \times 348 \times 13,5} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte: $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5T12$

Espacement = 20 cm

- Armature de répartition:

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : $A_r = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

IV.2.6 Vérification à l'ELU :

IV.2.6.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

IV.2.6.1.1 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

- **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

IV.2.6.1.2 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 21.75 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{21750}{1000 \cdot 135} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

IV.2.6.1.3 Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21750}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.19 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

IV.2.6.1.4 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

➤ **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 308.64 \text{ mm} = 30.86 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

IV.2.6.2 Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21750}{1000 * 135} = 0.16$$

Donc condition est vérifiée.

➤ **IV.2.6.2.1 Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.26 abfc28$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a = 0.9d = 0.9 * (135) = 121.5 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 121.5 \times 1000 \times 30 = 973215 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 21.75 \text{ KN} \leq 973215 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

IV.2.6.2 Vérification à l'ELS :

IV.2.6.2.3 Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **Aux travées**

• **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y^2 - 15 * A_s * (d - y) = 50y^2 + 61.305y - 827.617$$

$$y = 3.52 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 3.52^3) / 3 + 15 \cdot 4.087 \cdot (13.5 - 3.52)^2 = 6519.015 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (15734 / 6519.015) \cdot 3.52 = 8.5 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 8.5 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.6.3.2 Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **Aux Appuis:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (00 / 6519.015) \cdot 3.52 = 00 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 00 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.6.3 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.9} = 0.038$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.P}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93}) \quad \text{Et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0.15^3}{12} = 0,000281 \text{cm}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 18.61 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M I^2}{10 * E_v * I_{Fv}} = \frac{18610 * 3,9^2}{10 * 11496,76 * 10^6 * 0,000281} = 0.008 \text{ cm}$$

$$f = 0.008 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

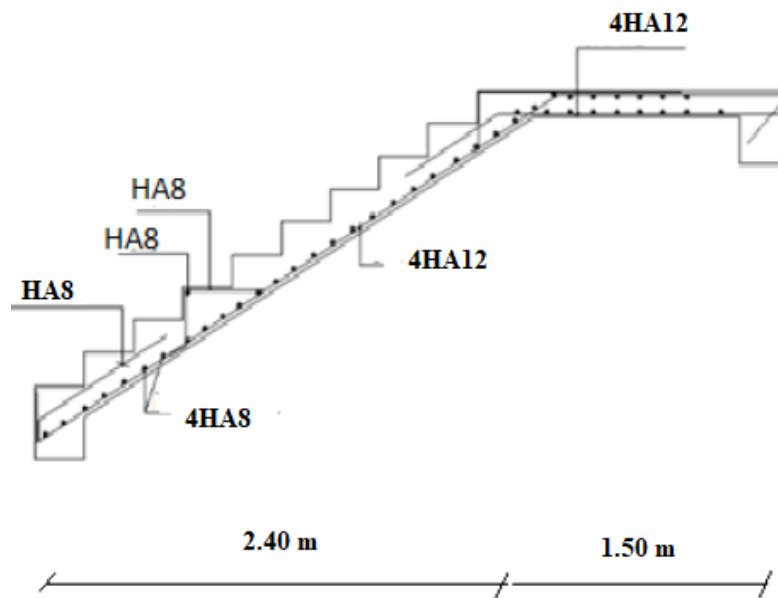


Figure IV.6 : Ferrailage des escaliers

IV.2.7 Calcul de la poutre palière :

IV.2.7.1 Pré dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 315/15 \leq h \leq 315/10 \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/25 = 1,2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension (30x25) cm²

IV.2.7.2 Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $G = 0,30 * 0,25 * 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 25.51 \text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 18.35 \text{ KN/ml.}$

IV.2.7.2.1 Combinaison à considérer :

E LU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}.$$

$$q_u = 1,35 * (1.87) + 25.51 = 28.03 \text{ KN/ml.}$$

E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}.$$

$$q_s = 1.87 + 18.35 = 20.22 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.7.2.2 Calcul du ferrailage (ELU):

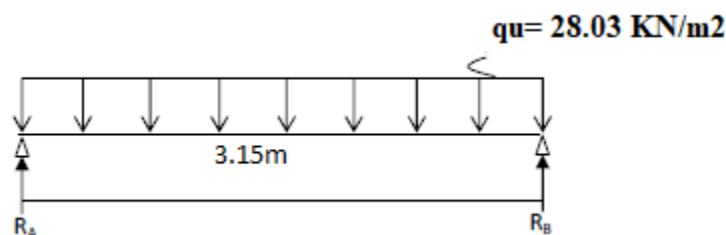


Figure IV.7: Schéma statique (ELU).

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 44.14 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 34.76 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 * 34.76 = -10.42 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 34.76 = 29.59 \text{ KN.m.}$$

➤ Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 41.15 \text{ KN}$$

➤ Les diagrammes des moments et efforts tranchants

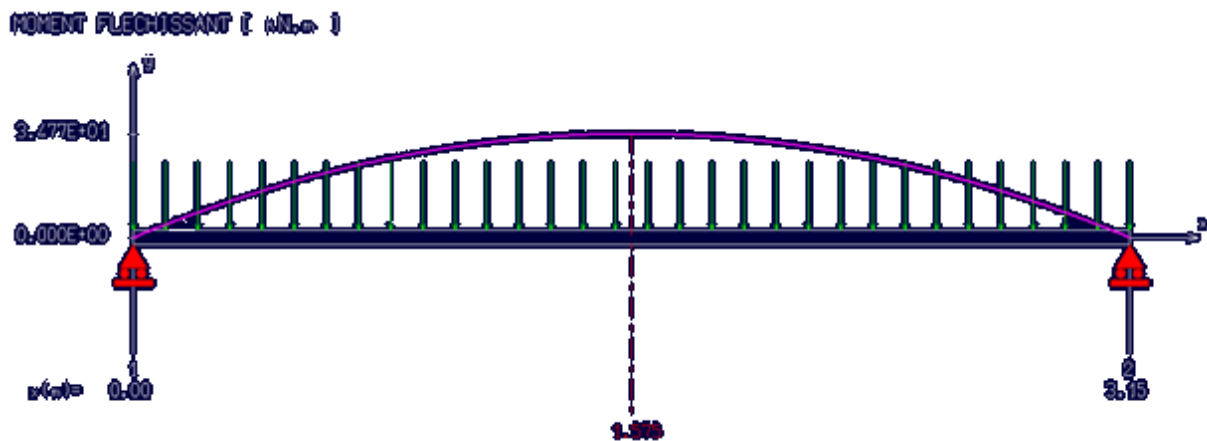


Figure IV.8: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

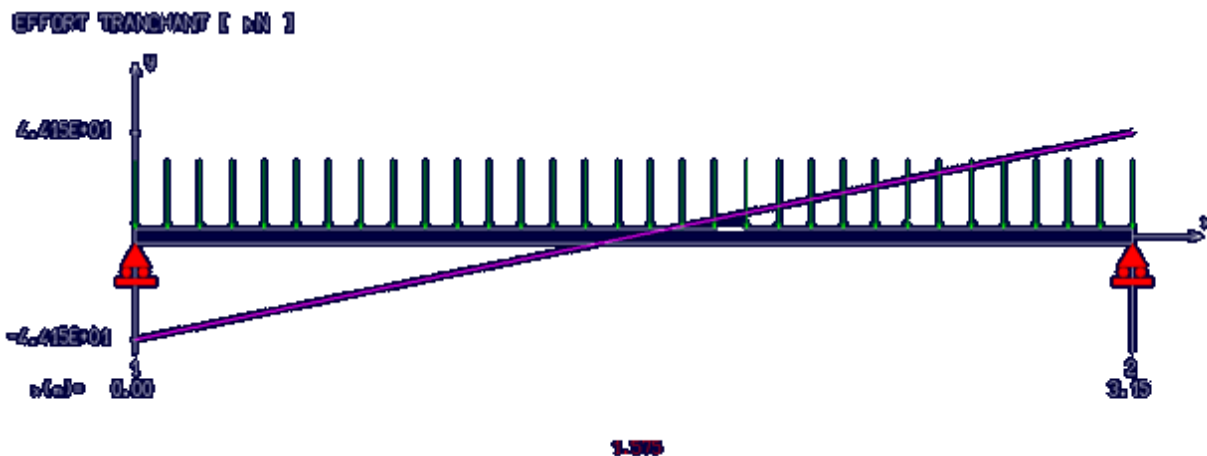


Figure IV.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

IV.2.7.2.3 Calcul des armatures :

➤ Armatures principales (longitudinal) :

En travée

$$M_u = 29.59 \text{ kN.m.}$$

$$u = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = 0.09 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{29590}{0.995 \times 348 \times 27} = 3.16 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 4,52 cm² = 4T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte: Ar = 2,01 cm² = 4T8

En appuis:

$$M_{ua} = 0.3 M_{max} = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,034 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10420}{0.982 \times 348 \times 27} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 4.52 cm² = 4T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 5T8 = 2.51 cm²**

IV.2.7.2.4 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.12 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.12 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

IV.2.7.2.5 Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{44150}{0.9 \times 135 \times 150.72} = 2.41 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 2.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 30.86 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 30}{1,5} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44150}{1000 \cdot 135} = 0,32$$

Donc condition est vérifiée.

IV.2.7.2.6 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc_{28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0,267 \cdot 243 \cdot 300 \cdot 30 = 583929 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 22,67 \text{ KN} \leq 583929 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

IV.2.7.2.7 Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 44,15 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44150}{30 \cdot 270} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

IV.2.7.2.8 Calcul à L'ELS :

➤ **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 20,22 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction**

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 31,84 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 25,07 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_o = -0,3 * 25.07 = -7.521 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 * 25.07 = 21.30 \text{ KN.m.}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 31.85 \text{ KN}$$

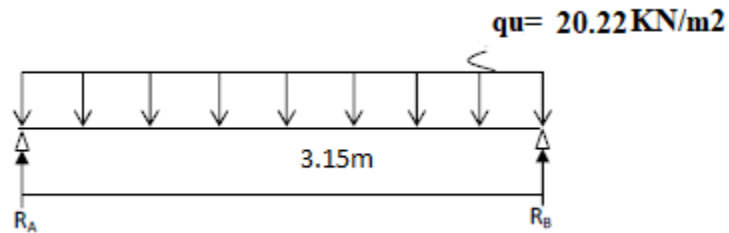


Figure IV.10 : Schéma statique (ELS)

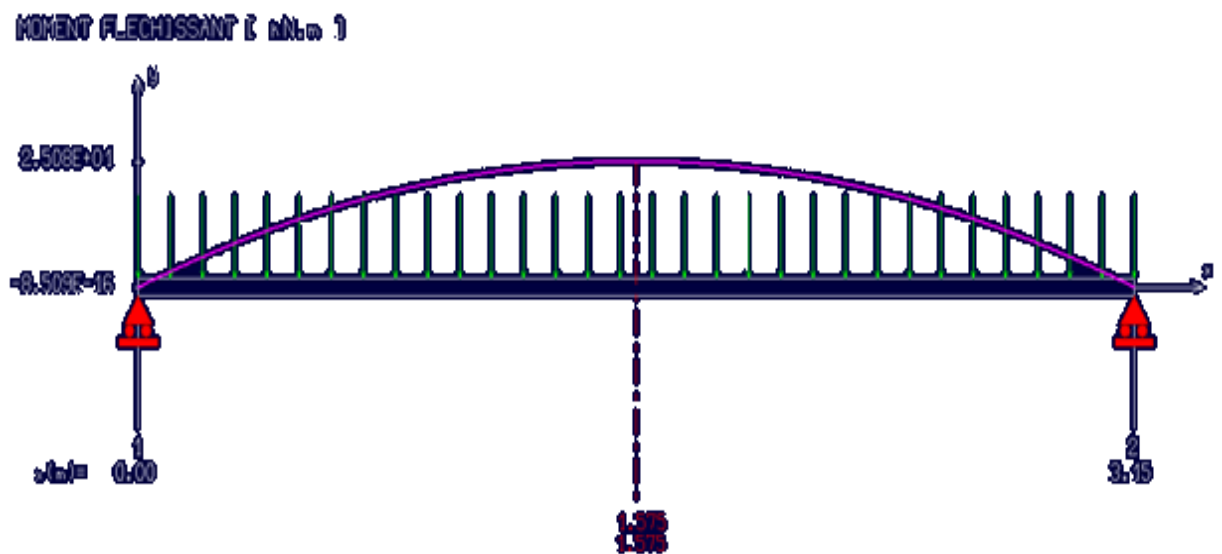
➤ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**

Figure IV.11: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

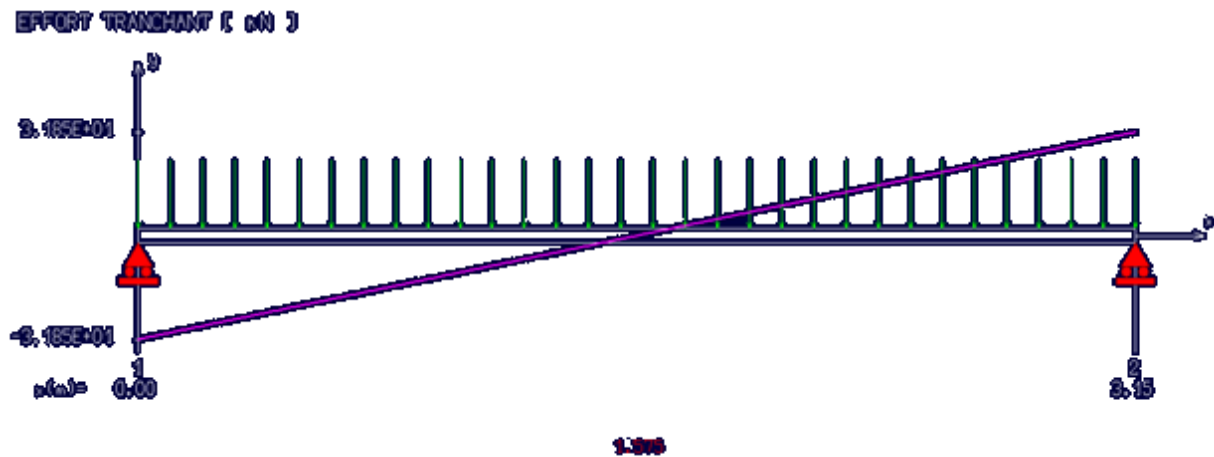


Figure IV.12: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- Aux travées

Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 12.5y_1^2 + 47.4y_1 - 1279.8$$

$$y_1 = 8.39$$

Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*8.39^3)/3 + 15*8.39*(13.5-8.39)^2 = 22972.53 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I)*y_1 = (25080/22972.53)*8.39 = 9.15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 9.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 25080) / 22972.53 (27 - 8.39) = 304.7 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 304.7 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Aux appuis:**

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (8509 / 22972.53) * 8.39 = 3.10 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 8509) / 22972.53 * (27 - 8.39) = 103.39 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 103.39 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

IV.2.7.2.8 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.30}{3.15} = 0.095 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.30}{3.15} = 0.095 \\ \frac{Mt}{10M_0} &= \frac{32.67}{10 \cdot 38.44} = 0.085 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b \cdot d} &= \frac{4.52}{25 \cdot 27} = 0.007 \\ \frac{4.2}{f_e} &= \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3 Calcul de la salle machine :

IV.3.1 Introduction :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

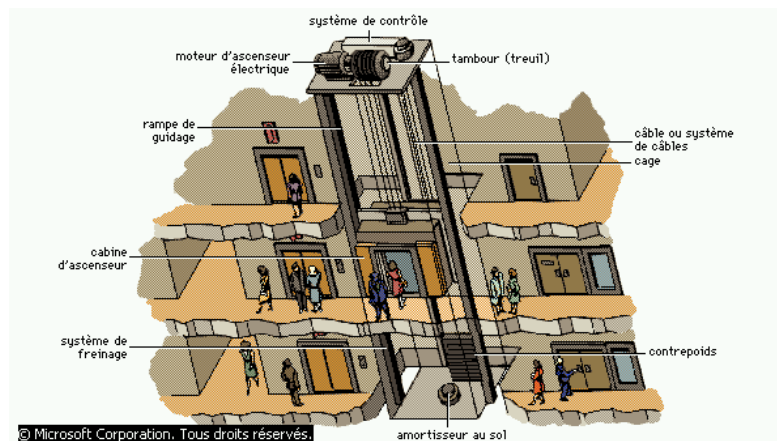


Figure IV.13 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment

La surface du cabinet est : $S = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$P = 90 \text{ KN.}$$

IV.3.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

➤ **Épaisseur de la dalle h_0 :**

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h_{\min} \geq 12\text{cm}$. Donc on prend $h_{\min} = 20\text{cm}$.

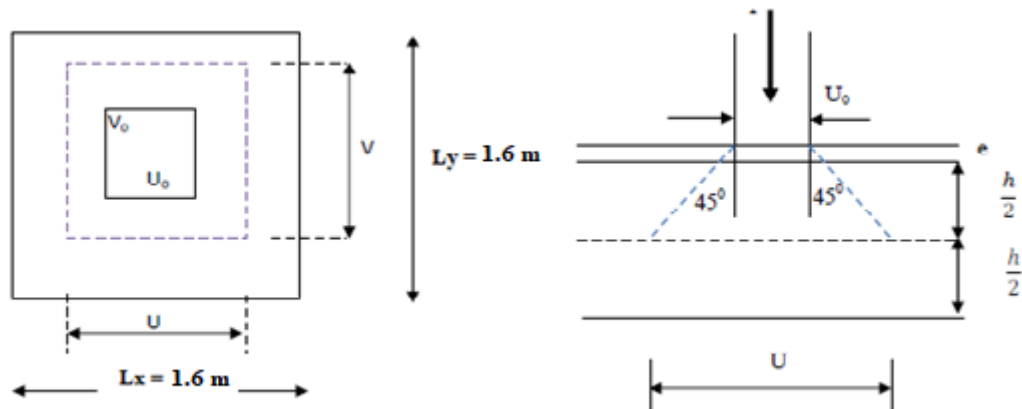


Figure 14 : schéma statique de la dalle machine.

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle ($U \times V$).

$$\text{On a: } U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

Avec: $h_{\min} = 20\text{cm}$.

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$).

$\xi = 1$ pour le béton.

$$U_0 = V_0 = 80\text{cm}.$$

On aura : $U = V = 110\text{cm}$.

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y .

IV.3.3 Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnes par

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q_u (i + \nu M_1).$$

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0$ à l'ELU.

$$\frac{u}{L_x} = \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

$$\text{Donc : } M1 = M2 = 0.069$$

$$P_u = 1.35 P = 121.5 \text{ KN}$$

$$M1_x = M1 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M1_y = M2 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

IV.3.4 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.74 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M2_y = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

On a : $\rho_{lx/ly} = 160/160 = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens .

D'après le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M2_x = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$M2_y = 0.92 \text{ KN.m}$$

IV.3.4.1 Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x = M1_x + M2_x = 11.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M1_y + M2_y = 11.06 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.06 = 9.401 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 11.06 = -3.32 \text{ KN.m}$$

IV.3.4.2 Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens x-x

• En travée :

$$M_{ut} = 9.401 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{9401}{100.18^2.14,2} = 0,020 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 1,25(1-\sqrt{1-2 \cdot 0,020}) = 0,025$
- $\beta = 1-0,4\alpha = 1-0,4 \cdot 0,038 = 0,989$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9401}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm², avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis :

$$M_{uap} = -3,32 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{3320}{100.18^2.14,2} = 0,007 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 1,25(1-\sqrt{1-2 \cdot 0,007}) = 0,0088$
- $\beta = 1-0,4\alpha = 1-0,4 \cdot 0,038 = 0,996$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{3320}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement de 25 cm.

Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :

• En travée :

$$A_{st} = 1,52 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \Phi 10/\text{ml} (A_s = 3,14 \text{ cm}^2).$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

• Aux appuis :

$$A_{st} = 0,53 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \Phi 10/\text{ml} (A_s = 3,14 \text{ cm}^2).$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

IV.3.5 Vérification à l'ELU :**IV.3.5.1 Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :**

Sens x-x : $A_{st} = 4\Phi 10$ ($A_{st} = 3.14\text{cm}^2$).

$$p = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq p_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

p_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$p_0 = 0.8 \%$ (HA de classe FeE400)

$$A_x \geq b \cdot h * p_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 * 20 * 0.0008 * \frac{1}{2} * (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.2 < 3.14\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

Sens y-y : $A_{st} = 4\Phi 10$ ($A_{st} = 3.14\text{cm}^2$).

$$p = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq p_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq b \cdot h * p_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq 100 * 20 * 0.0008 * \frac{1}{2} * (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.6\text{cm}^2 < 3.14\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

IV.3.5.2 Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :

Sens principal :

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 40\text{cm} ; 25\text{cm})$$

Condition vérifiée.

Sens perpendiculaire :

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 60\text{cm} ; 33\text{cm})$$

Condition vérifiée.

IV.3.5.3 Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times (f_c 28 / \gamma_b)$$

P_u : charge de calcul à l'ELU.

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.10+1.10) = 4.4\text{m}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.4 \times 20 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 660 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.5.4 Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2v+u} = \frac{121.5}{2 \times 1.1 + 1.1} = 36.82 \text{ KN.}$$

Ainsi on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36820}{1000 \cdot 180} = 0,205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :**

On doit vérifier : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm.}$

$$\emptyset = 10\text{mm} \leq \emptyset_{\max} = 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.6 Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :

Coefficient de poisson $\nu = 0.2$ à l'ELS.

$$q_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.069$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

IV.3.7 Calcul des moments dû au poids propre de la dalle plane :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad 0.4 \leq | | \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs :

$$\mu_x = 0.0442; \quad \mu_y = 1.000$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.1(1) + 1(1) = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = M_{y2} q = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0442 \times 7.1 \times 1.6^2 = 0.803 \text{ KN.m}$$

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.452 + 0.803 = 8.26 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x et sens y-y :

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 8.26 = -2.478 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.26 = 7.021 \text{ KN.m}$$

IV.3.7.1 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :(Art A.4.5.2/BAEL 91)

Sens x-x :

- **En travée :**

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y^2 - 15 * A_s * (d - y) = 50y^2 + 47.1y - 847.8 \quad y_1 = 3.7 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 3.7^3) / 3 + 15 * 3.14 * (18 - 3.7)^2 = 11319.9 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (7021 / 11319.9) * 3.7 = 2.29 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 7021 / 11319.9 * (18 - 3.7)) = 133.04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 133.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.8 Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.20}{1.6} = 0.125 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.20}{1.2} = 0.17 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= \frac{7.021}{10 * 7.021} = 0.1 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b*d} &= \frac{3.14}{18 * 100} = 0.00174 \\ \frac{4.2}{f_e} &= \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée

- Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

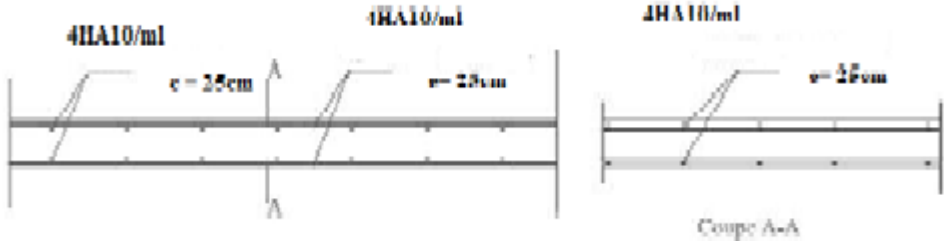


Figure IV.15: ferrailage de dalle pleine du hall d’ascensrur sens x-x

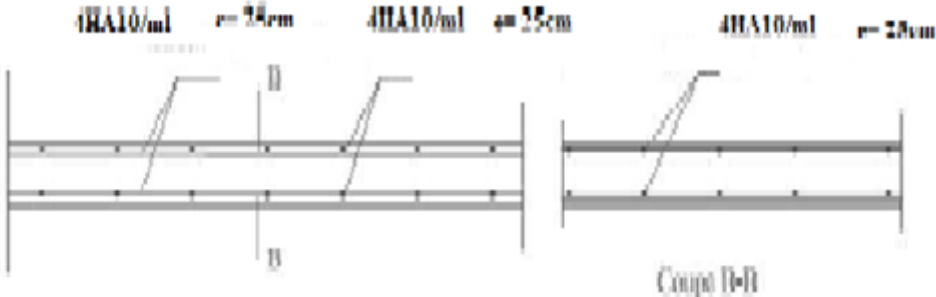


Figure IV.16 ferrailage de dalle pleine du hall d’ascensrur sens y-y

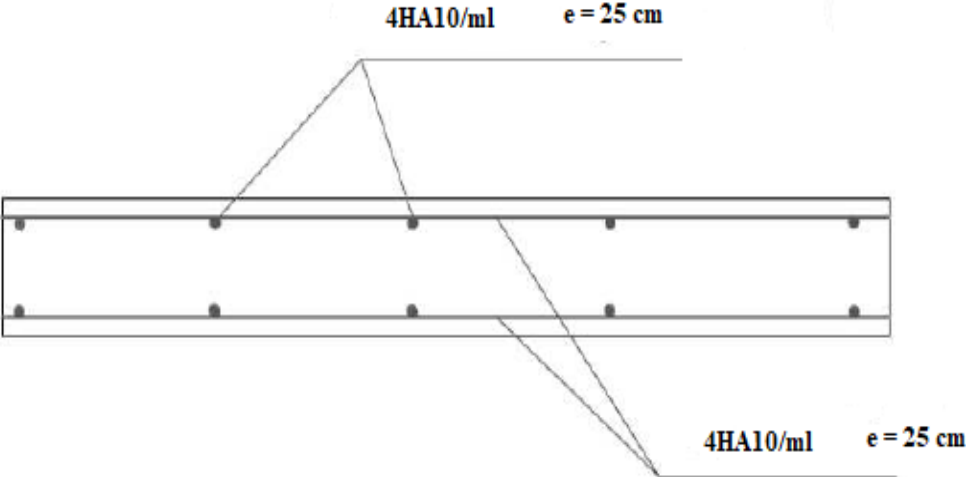


Figure IV.17 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.

IV.4 : Calcul de la poutre palière :**IV.4.1 Pré dimensionnement :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 315/15 \leq h \leq 315/10 \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/25 = 1,2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

IV.4.2 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 0,30 * 0,25 * 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 25.51 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 18.35 \text{ KN/ml}$.

IV.4.3 Combinaison à considérer :**E LU :**

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}$$

$$q_u = 1,35 * (1.87) + 25.51 = 28.03 \text{ KN/ml}$$

E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}$$

$$q_s = 1.87 + 18.35 = 20.22 \text{ KN/ml}$$

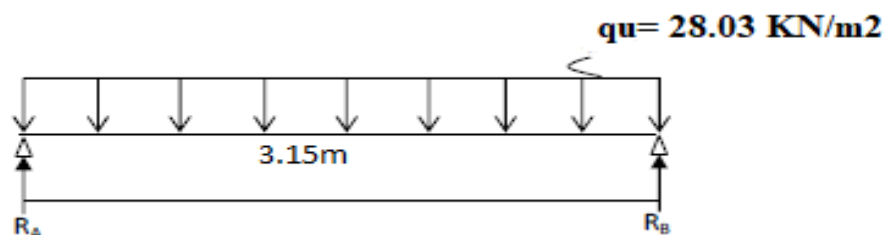
IV.4.3.1 Calcul du**ferraillage (ELU):**

Figure IV.18: Schéma statique (ELU).

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 44.14 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (qu \cdot l^2) / 8 = 34.76 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 34.76 = -10.42 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 34.76 = 29.59 \text{ KN.m.}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 41.15 \text{ KN}$$

➤ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**

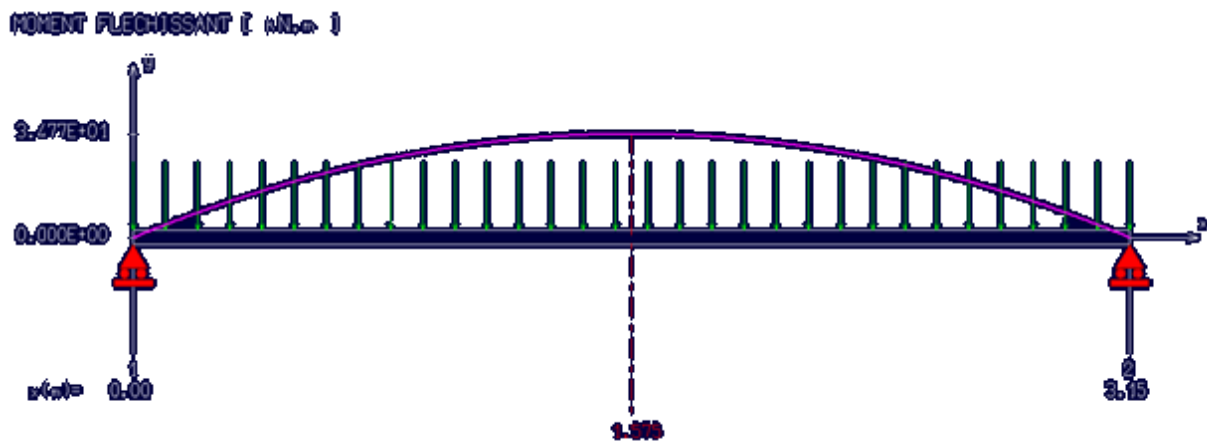


Figure IV.19 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

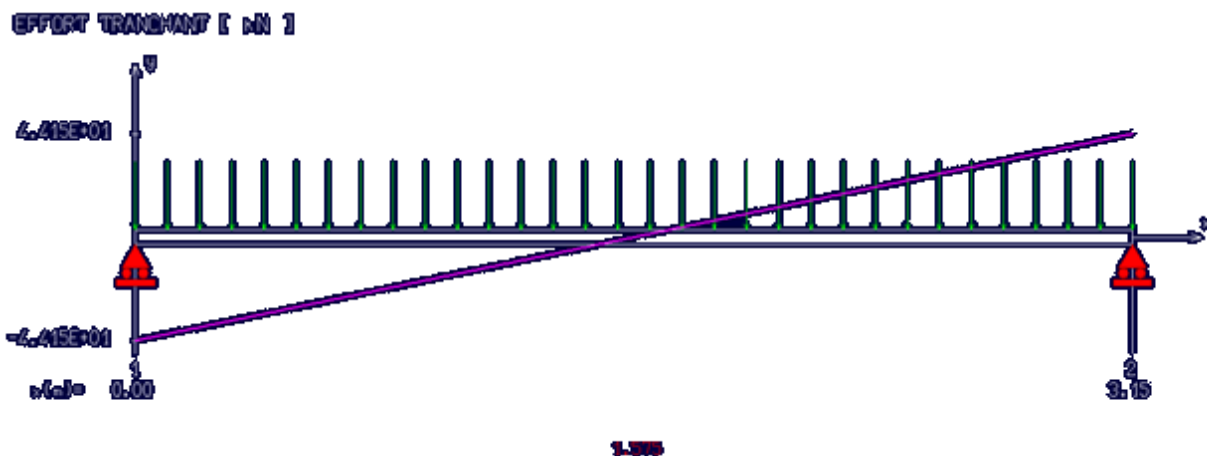


Figure IV.20 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

IV.4.3.2 Calcul des armatures :**➤ Armatures principales (longitudinal) :****En travée**

$$M_u = 29.59 \text{ KN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.09 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{29590}{0.995 \times 348 \times 27} = 3.16 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 4,52 cm² = 4T12**

Espacement = 20 cm

➤ Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte: Ar = 2,01 cm² = 4T8**En appuis:**

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,034 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10420}{0.982 \times 348 \times 27} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 4.52 cm² = 4T12**

Espacement = 20 cm

➤ Armature de répartition:

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 4T8 = 2.01 cm²**

IV.4.3.3 Vérification à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.12 \text{ cm}^2 < A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.12 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée**➤ Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{44150}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 2.41 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 2.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)**• Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

Tel que : $\tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 30.86 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 * l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 * 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44150}{1000 * 135} = 0.32$$

Donc condition est vérifiée.

IV.4.3.4 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.26 abfc_{28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a = 0.9d = 0.9 * (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 * 243 * 300 * 30 = 583929 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 583929 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

IV.4.3.5 Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 44.15 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{44150}{30 \cdot 270} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

IV.4.3.6 Calcul à L'ELS :

➤ **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 20,22 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction**

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 31,84 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 25,07 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 25,07 = -7,521 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 25,07 = 21,30 \text{ KN.m.}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 31,85 \text{ KN}$$

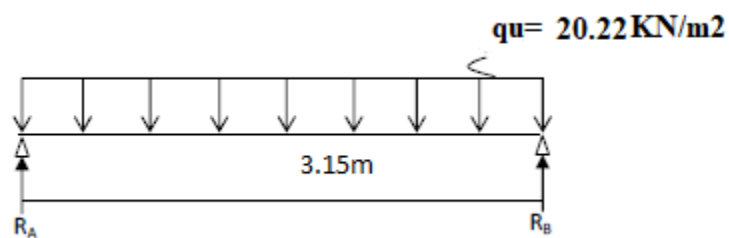


Figure IV.21 : Schéma statique (ELS)

➤ Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

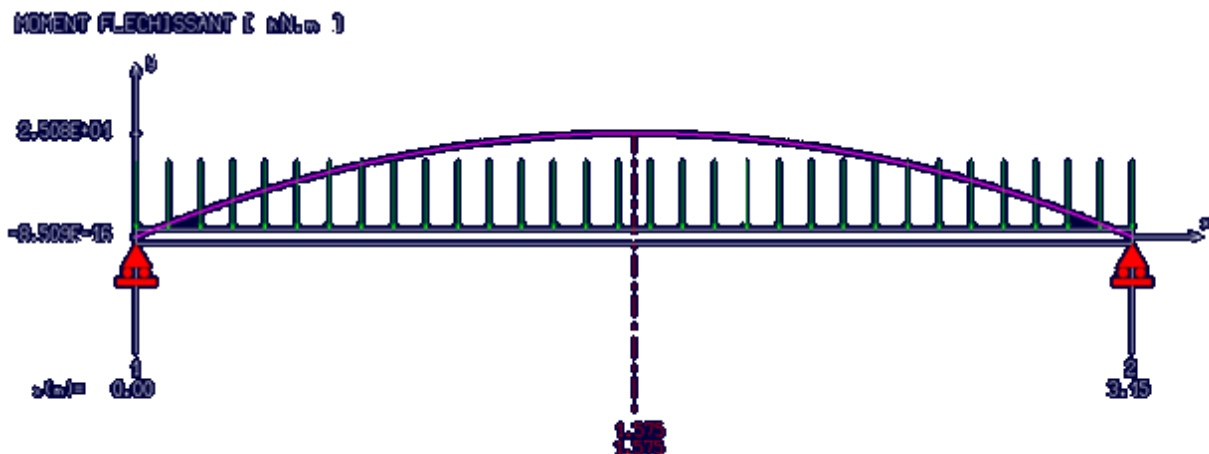


Figure IV.22 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

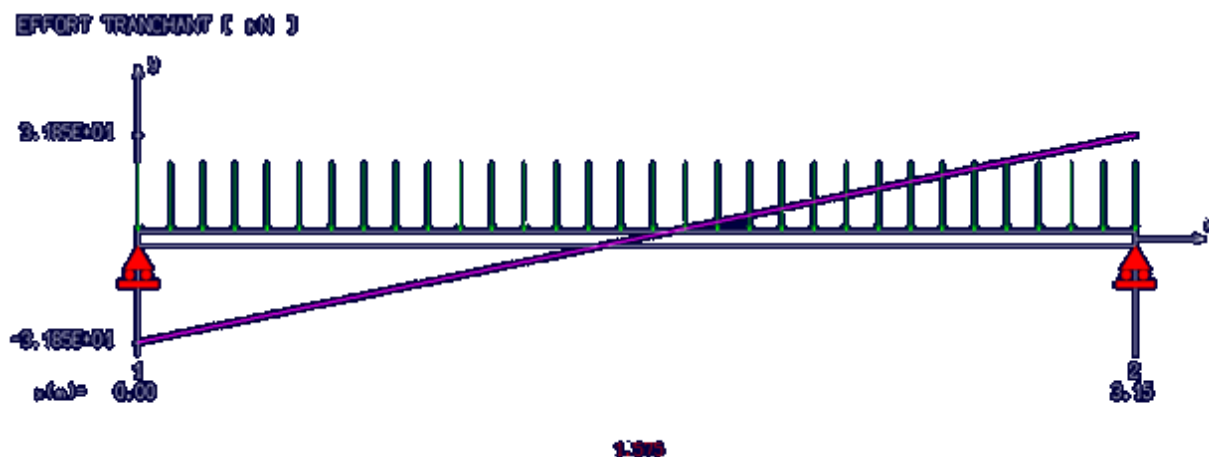


Figure IV.23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

IV.4.3.7 Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- Aux travées

Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y^2 - 15*As*(d-y) = 12.5y^2 + 47.4y - 1279.8$$

$$Y1 = 8.39$$

Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 8.39^3) / 3 + 15 \cdot 8.39 \cdot (13.5 - 8.39)^2 = 22972.53 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (25080 / 22972.53) \cdot 8.39 = 9.15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 9.15 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée**Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 25080) / 22972.53 (27 - 8.39) = 304.7 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_s = 304.7 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- Aux appuis:**

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (8509 / 22972.53) \cdot 8.39 = 3.10 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa}$$

- **Condition vérifiée :**

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 8509) / 22972.53 * (27 - 8.39) = 103.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 103.39 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.15} = 0.095$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.15} = 0.095$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{32.67}{10 * 38.44} = 0.085$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b*d} = \frac{4.52}{25 * 27} = 0.007$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5 Calcul de L'acrotère :

IV.5.1 Introduction :

L'acrotère correspond à la partie supérieure d'un mur réalisée dans le cas de toitures terrasses Ou à l'extrémité et au sommet d'un fronton ou d'un pignon ; il a pour rôle :

- ✓ Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales.
- ✓ La sécurité des gens, personne.

Pour une terrasse inaccessible ; on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure

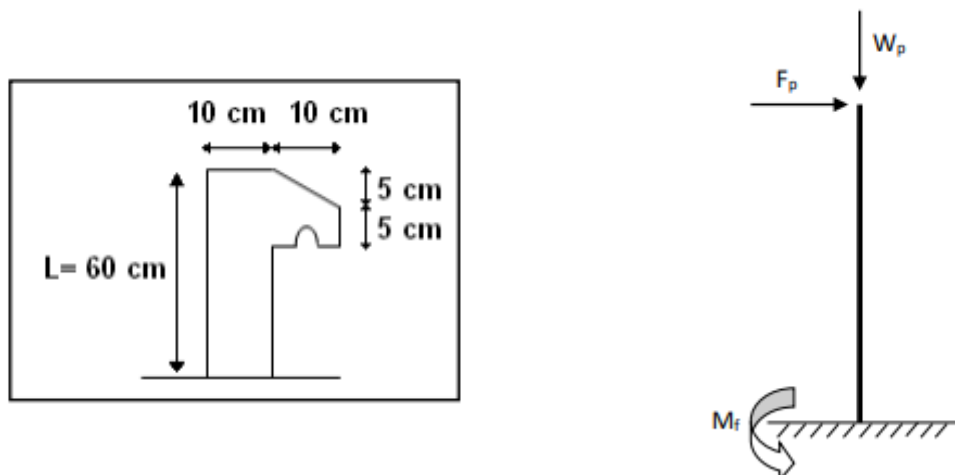


Figure IV.24 : schéma statique dimension de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère :

La surface de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) / (2)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

Poids volumique: 25KN/m³

$$P = S \times 25$$

$$P = 1.687 \text{ KN/m}$$

Pour une bande de 1m

$$P = 1.6875 \text{ kN/ml}$$

La force horizontale Fp :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad [\text{Art 6.2.3 R.P.A.99 version 2003}]$$

(Mostaganem zone IIa (groupe usage 2)

On prend A=0.15 [Tab 4.1/R.P.A99version 2003]

Puisque on a une console Cp=0.8 [Tableau 6.1 de R.P.A 99version 2003]

$$F_p = Q = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.6875$$

$$F_p = 0.81 \text{ kN/ml}$$

$$F_p < 1 \rightarrow F_p = 1 \text{ kN}$$

Effort normal :

$$N_u = 1.35 N_g$$

$$N_u = 1.35 \times 1.6875$$

$$N_u = 2.278 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_u = 1.6875 \text{ kN/ml}$$

Moment de flexion :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} MU = 1.5 \times Fp \times h \\ MU = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN/m} \end{array} \right\}$$

$$\text{ELS} \{ MS = Fp \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m} \}$$

L'effort tranchant :

$$\text{ELU} \{ TU = 1.5 \times FP = 1.5 \text{ kN} \}$$

$$\text{ELS} \{ Ts = Fp = 1 \text{ kN} \}$$

IV.5.2 Ferrailage de l'acrotère : (flexions composé)

IV.5.2.1 Calcul de l'excentricité :

$$\diamond e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.278} = 0.3950 \text{ m} = 39.50 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$e_0 > e$ Donc section entièrement comprimé

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section

IV.5.2.2 Moment par rapport à l'armateur aux moins comprimé :

$$M_1 = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 0.9 + 2.278 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_1 = 0.991 \text{ kN.m}$$

L'armature est calculée à la flexion simple :

$$u = \frac{M_1}{bd^2} = \frac{0.991 \times 10^{-3}}{1 \times 115020 \times 14.2 \times} = 0.00861$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2$$

$u < 0.182 \rightarrow A' = 0 \rightarrow A'$ n'est pas nécessaire

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.01125$$

$$\beta = 0.09(1 - 0.4 \times 0.01125) = 0.0895$$

$$A = \frac{M_1}{B \times \beta \times \sigma_c} = \frac{991}{348 \times 100 \times 0.0895} = 0.311 \text{ cm}^2$$

IV.5.2.3 On repère flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_c} = 0.311 - \frac{2.278}{348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{A28}}{f_e} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T8 $\rightarrow 2.01 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec espacement : } S_A = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armature de Reptation :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Donc 4T8 \rightarrow 2.01 \rightarrow Ar

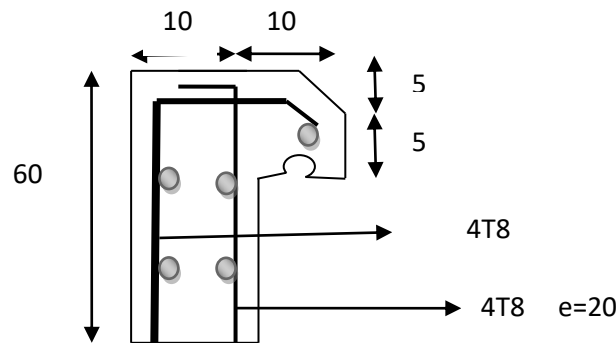


Figure IV.25 : Dessin du ferrailage de l'acrotère

IV.6 Calcul des balcons :

IV.6.1 Pré- dimensionnement des balcons (les dalles pleines) :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e .

On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

Critères de résistance :

$e \geq \frac{l_x}{20}$ \rightarrow Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ \rightarrow Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis $\rho < 0,4$.

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ \rightarrow Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis $\rho \geq 0,4$.

Critères de résistance de coupe-feu :

$e \geq 7$. Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$. Pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

Avec : e : épaisseur de la dalle

Isolation phonique :

Dans notre projet on distingue un seul type de dalle pleine pour les balcons.

Vérification premier critère : type de la dalle : est une dalle sur un seul Avec : $l_x = 140$ cm.

$e \geq \frac{140}{20}$ $e \geq 7$ cm \rightarrow critère de résistance

$e \geq 7$ cm \rightarrow critère de résistance de coupe – feu

$e \geq 11$ cm \rightarrow critère de résistance de coupe – feu

$e \geq 13$ cm \rightarrow isolation phonique

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu et l'isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 16$ cm.

● Descente de charges

1. Revêtement horizontal (carrelage+sable+mortier de pose).....104 daN/m²
2. Poids propre de la dalle : (e= 16cm) 2500 x 0.15400 daN/m²
3. Enduit au ciment (18x 1.5) 27daN/m²

$$G_s = 531 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_s \times 1.00 = 531 \text{ daN/ml}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 93).

$$\varphi_{max} < \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 16 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\varphi = 10 \text{ mm}$

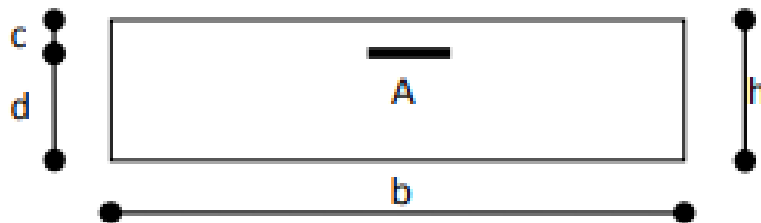


Figure IV.26 : section de calcul

Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\varphi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm}$$

IV.6.2 Calcul de ferrailage des balcons :

Moment fléchissant :

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = - \frac{(1.35G + 1.5P)l^2}{2}$$

$$M_u = - \frac{(1.35 \times 531 + 1.5 \times 350)1.3^2}{2}$$

$$M_u = - 1049.36 \text{ daN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{ser} = - (G + P) \frac{l^2}{2}$$

$$M_{ser} = - (531 + 350) \frac{1.3^2}{2}$$

$$M_{ser} = - 744.445 \text{ daN.m}$$

❖ **détermination des armatures longitudinales :**

IV.6.2.1 - Etat limite ultime (E.L.U) :

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{104936}{14.2 \times 100 \times (145)^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 (\text{acier feE400}) \Rightarrow A_{\bar{s}} \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.982$$

● **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{104936}{348 \times 0.982 \times 145} = 2.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

● **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b_0 \times d = 0.0008 \times 100 \times 14.5 = 1.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

● **Conclusion :**

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 2.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

● **Choix des armatures :**

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A_u = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e=20 \text{ cm})$$

IV.6.2.2 Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{\text{ser}} = -744.445 \text{ daN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1049.36}{744.445} = 1.4$$

$$\alpha = 0.0982 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \Rightarrow \delta_b = 14.2 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Vérification de σ_s :

$$\gamma = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = -0.85 \text{ cm et } E = 2. d.D = 2 \times 14.5 \times 0.85 = 24.65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.85 + \sqrt{0.85^2 + 24.65} = 4.97$$

$$I = \frac{b \times \gamma^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.97^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (14.5 - 4.97)^2 = 11789.18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_s}{I} = \frac{744.445}{11789.18} = 0.63$$

$$\sigma_s = 15.K. (d - y_1) = 15 \times 0.63 \times (14.5 - 4.97) = 90.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\left(\frac{2}{3}\right) f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Avec : } f_e = 400 \text{ et } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 90.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'état limite ultime seront maintenues à l'état limite de service

IV.6.1.3 -détermination des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = (1,35G + 1,5q) \times L = [(1,35 \times 531) + (1,5 \times 350)] \times 1.3 = 1614.405 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{16144.05}{100 \times 100 \times 145} = 0.012 \text{ Mpa}$$

$$\checkmark \tau_u = \min(0.15 \times f_{c28}/\gamma_b; 3 \text{ MPa}) = 25 \text{ Mpa}$$

✓ Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.6.3 Vérification de la flèche :

● **Vérification si le calcul de flèche est nécessaire :**

$$\frac{hd}{lx} > \frac{Mt}{20Mx} \Rightarrow \frac{hd}{lx} = 0.15 < \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \rho = \frac{5.65}{100 \times 14.5} = 0.0038 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

● **Conclusion :**

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

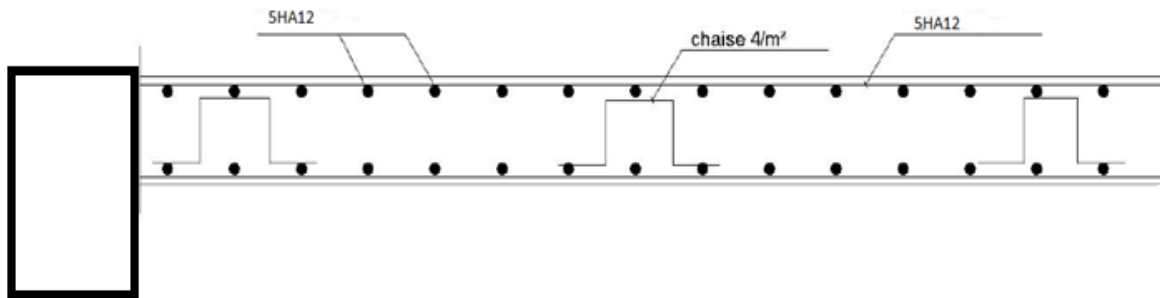


Figure IV.27 : Schéma de ferrailage

CHAPITRE V :
Etude dynamique et sismique de la structure

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont

Sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies

Humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur

une étude dynamique des constructions agitées..

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques Dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle

Qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations

Qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

V.2 : Étude Dynamique :**V.2.1 : Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la

Détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.2 : Modélisation Mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de Liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne

Précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le

Plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de

La masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

V.2.3 : Caractéristiques Dynamiques Propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer

Indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement

Théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) . Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

V.3 : Modélisation De La Structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la Modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de

L'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques

Années et qui est à notre portée : il s'agit du **ETABS 2016**

V.3.1 : Modélisation De La Rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme Suit :

- Chaque poutre et chaque voile de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) À deux nœuds.
 - * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - * Les voiles entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à plusieurs nœuds (rectangulaire) (4) nœuds.
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous Avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers Infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.3.2 : Modélisation De La Masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du Plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99 Version 2003** avec $(\beta = 0, 2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est Prise égale à celle du béton à savoir $2,5 t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux Des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher Terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage D'escalier (par plancher).

- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

V.4 : Étude Sismique :

V.4.1 : Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la

structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination

de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS 2016** qui utilise une approche dynamique (Par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de ce logiciel nous a donné la vue en 3D suivante :

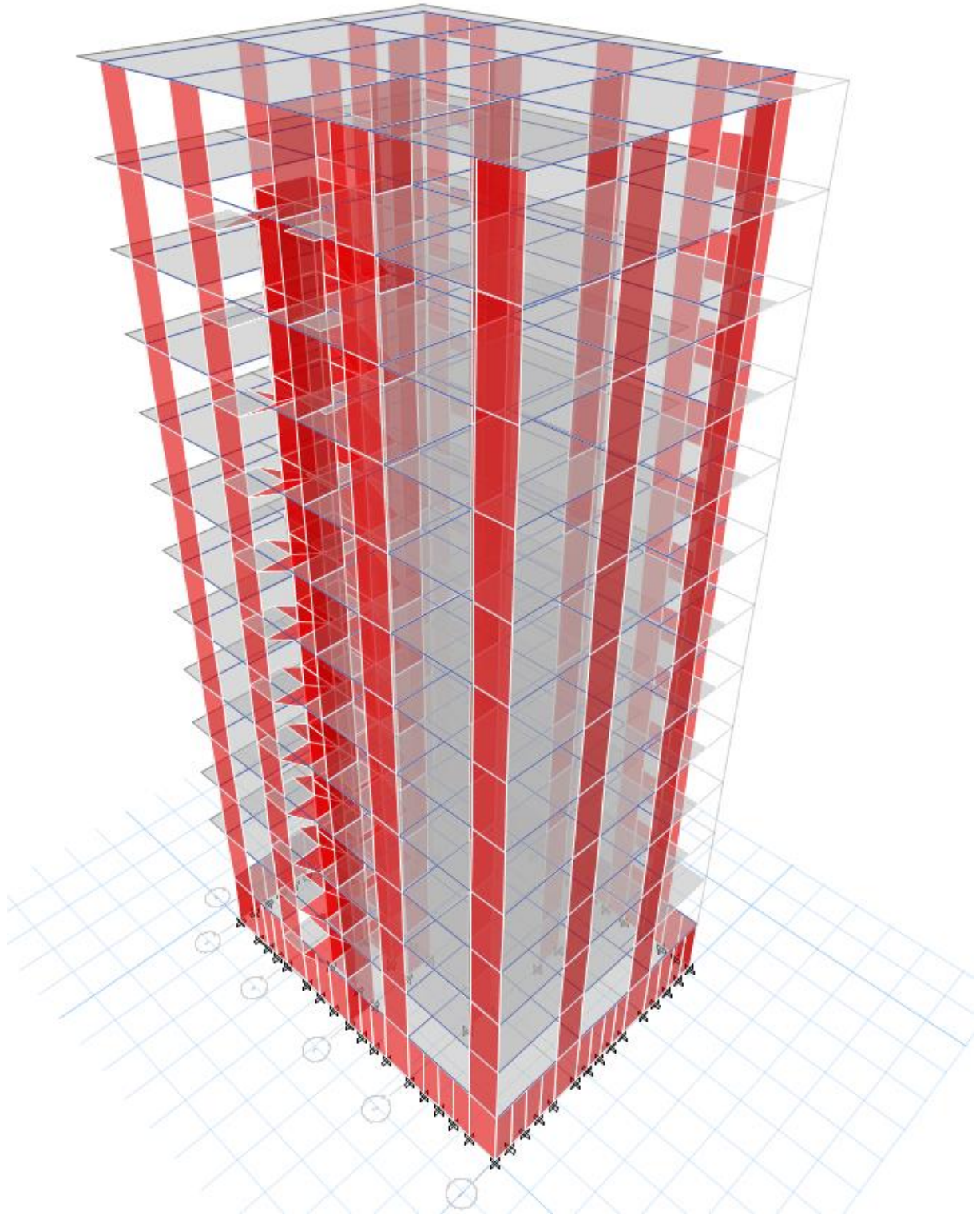


Figure.V.1 : Vue 3D de la structure avec le sous-sol

V.4.2. Choix De La Méthode De Calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions

D'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

La méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en Plan avec une hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour

L'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et

En particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

✓ **Analyse modale spectrale :**

❖ **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre De réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une Accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de La période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui

Aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

g=9,81

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est appartient au groupe d'usage « 2 » (bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
 - L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Mostaganem (zone IIa).
- Donc : l'accélération du zone A=0,15

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,82$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=8.5\%$. (Portique en béton armé et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=3.5 (Mixte portique /voiles avec interaction).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T₁=0,15 s et T₂=0.5s (site meuble S3)

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau V.2: Pénalités du facteur de qualité :

Critère "Q"	Valeur		Donnees
	Px	Py	
1-conditions minimales sur les files de Ctv	0.0	0.0	
2- Redondance en plan	0.0	0.0	0.00
3- Régularité en plan	0	0	0.00
4- Régularité en élévation	0.0	0.0	0.00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1	0.1
			$\Sigma = 0.15$

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,15$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

V.4.3. Résultante Des Forces Sismiques De Calcul :

L'une des *lères* vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante

Des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t

» Obtenue par combinaison des valeurs

Modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la

Méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule

Empirique appropriée.

Si $Vt < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

Moments,.....) Dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$ (RPA 99V2003 page 36)

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W .$$

Avec :

$$A = 0,15.$$

$$R = 3.5$$

$$Q = 1,15$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Où :

$$- \eta = 0.82 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0.5s \quad T = ?$$

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

• Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T = 0,05 \quad (\text{Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 42.m$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 14.75 \text{ m}$$

$$D_y = 19 \text{ m}$$

AN:

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$$T = 0,05 \times (42)^{3/4} = 0.824 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T_{x/y} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 42}{\sqrt{14.75}} = 0.984 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 42}{\sqrt{19}} = 0.867 \text{ s}$$

Condition sur la période fondamentale

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4,6)-(4,7) »

Donc : T empirique= (T_x = 0.984 s et T_y = 0.867 s) s

$$T_x = \min (0,984 ; 0,824) \rightarrow T_x = 0,824 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,867 ; 0,824) \rightarrow T_y = 0,824 \text{ s}$$

Tableau V.2 : tableau Période fondamentale de calcul

$T_{\text{DYNAMIQUE}} \leq T_{\text{EMPIRIQUE}}$	→→→→	T _{DYNAMIQUE}
$T_{\text{EMPIRIQUE}} \leq T_{\text{DYNAMIQUE}} \leq 1,3 \times T_{\text{EMPIRIQUE}}$	→→→→	T _{EMPIRIQUE}
$1,3 \times T_{\text{EMPIRIQUE}} \leq T_{\text{DYNAMIQUE}}$	→→→→	1,3 x T _{EMPIRIQUE}

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.46 \text{ s} ; D_y = 1.46 \text{ s}$$

$$(\text{Sens X}): \frac{A_x D_x Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,15}{3,5} = 0.071$$

$$(\text{Sens Y}): \frac{A_x D_x Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,46 \times 1,15}{3,5} = 0.071$$

- **Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003**

- **Nombre de mode à considérer :**

D'après [R.P.A.99version2003 Art 4.3.4] la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

1- Vérification du comportement dynamique :

Tableau.V.3 : Mode, période et facteurs de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.948639	67.0968	0.2086	67.0968	0.2086
2	0.856628	1.8271	4.2079	68.9238	4.4165
3	0.761697	0.0158	61.6933	68.9396	66.1098
4	0.272774	14.8992	0.0026	83.8388	66.1124
5	0.25036	0.0248	2.3972	83.8636	68.5096
6	0.229277	0.0001	12.2912	83.8638	80.8008
7	0.139475	4.9898	0.0035	88.8536	80.8043
8	0.124545	0.0229	1.2746	88.8765	82.0788
9	0.117891	0.0018	4.2488	88.8783	86.3276
10	0.089338	2.8161	0.0068	91.6944	86.3345
11	0.076055	0.0008	0.9854	91.6952	87.3198
12	0.072974	1.8557	0.0277	93.5508	87.3475
13	0.062676	0.0041	2.1037	93.5549	89.4512
14	0.051471	0.0505	0.8429	93.6054	90.2941
15	0.049713	1.3001	0.0185	94.9056	90.3126

Conclusion : La participation des masses est supérieure à 90% dans les deux sens au 14^{ème} mode.

Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Direction xx : 10^{ème} mode : Masse cumulée = 91.6944 %

Direction yy : 14^{ème} mode : Masse cumulée = 90.2941 %

Condition de vérification : Masse cumulée > 90%**V.5 Schémas des modes de vibration :**

⇒ **1ere mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0,94s$ la grande partie de la masse se déplace dans le sens X avec 67.09 %

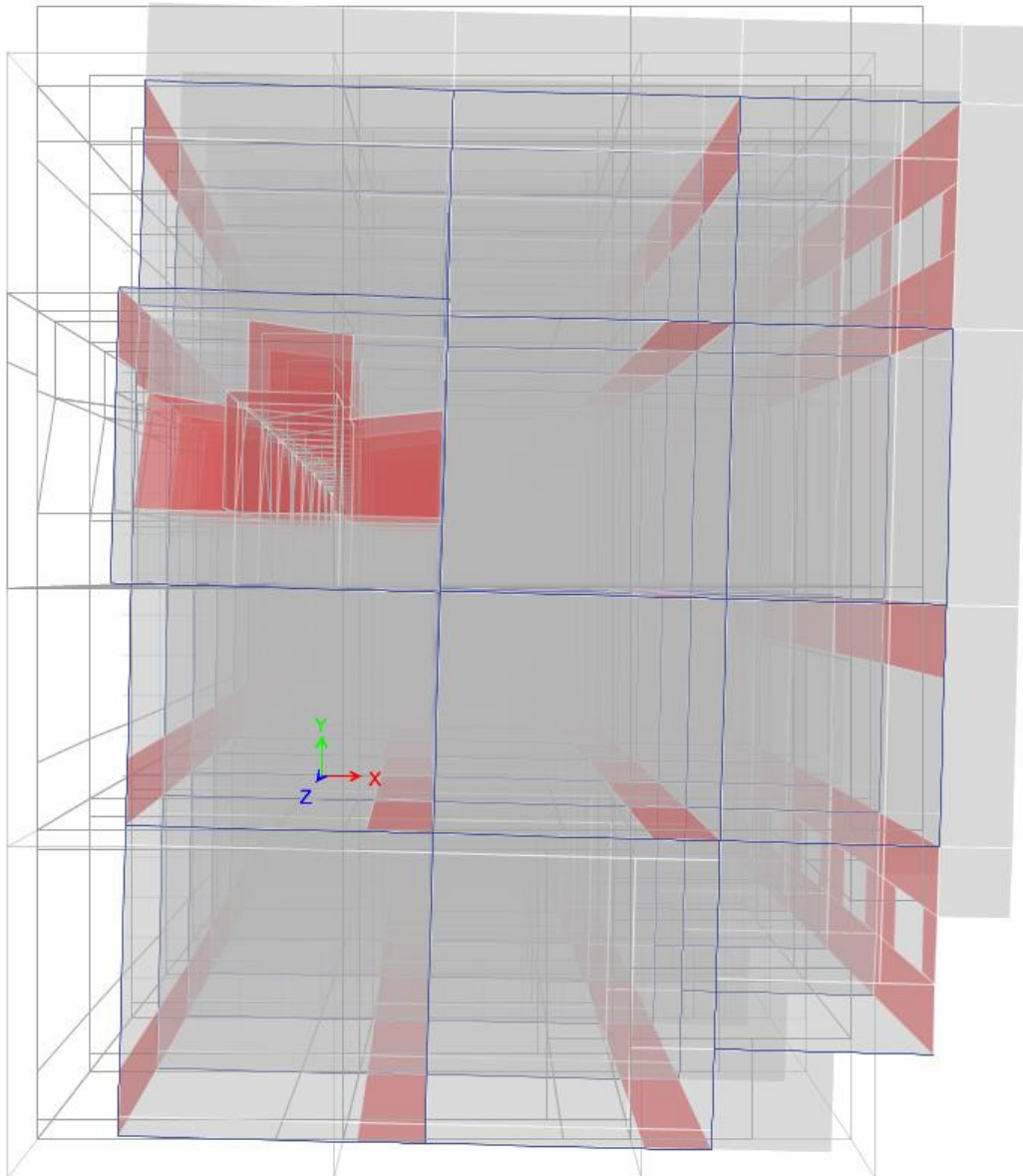


Figure V : Premier mode de vibration

2ème mode : c'est un mode de torsion suivant de période $T_1=0,85s$

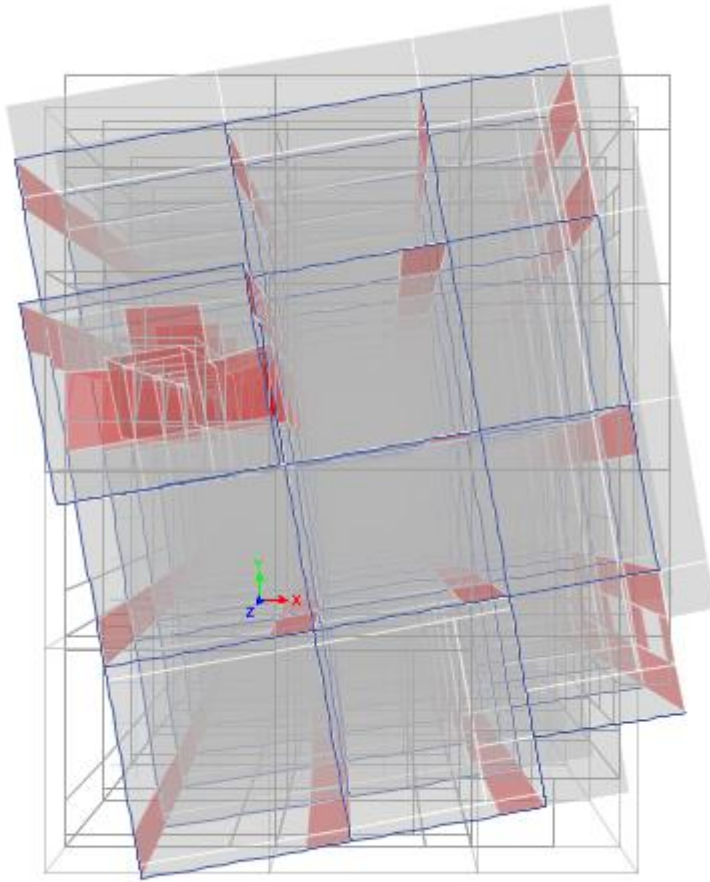


Figure V.3 : Deuxième mode de vibration

3ème mode : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1=0,76s$ la grande partie de la masse se déplace dans le sens avec 61.69%

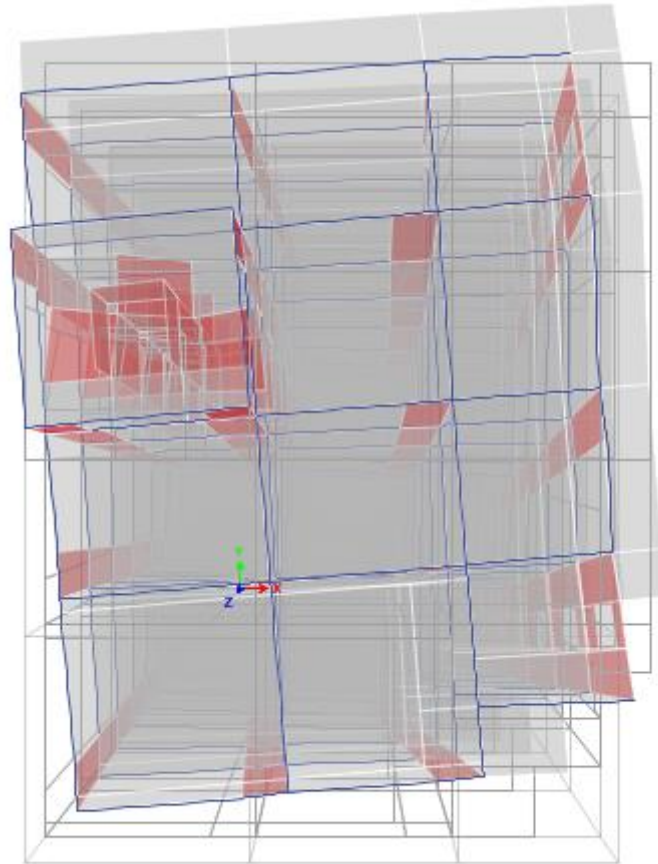


Figure V.4 : Troisième mode de vibration

Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :

V.6 Estimation de la période fondamentale de la structure :

1- Formule 01 :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour le cas des bâtiments en béton armé, $C_t=0.05$

2- Formule 02 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$$T = \min \{T(\text{formule 1}) ; T(\text{formule 2})\}$$

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau.V.5 : Tableau de la vérification de la période fondamentale

T statique		T dynamique (1 ^{er} mode)
Formule 1	Formule 2	0.948s
0.824 s	T _x =0.984s T _y =0.867s	

$$1.3T_x=1.07s$$

$$1.3T_y=1.07s$$

Condition de vérification : T dynamique < 1.3. T statique

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Efforts tranchants à la base (Analyse modale spectrale) :**

$V_{xdyn} = 3101.4 \text{ KN}$
$V_{ydyn} = 3105.1 \text{ KN}$

- **Efforts tranchants à la base par la méthode statique équivalente (RPA 2003) :**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans les deux directions selon la formule suivante :

W : poids total de la structure donné [R.P.A.99version2003/formule4.5]: $W = \sum W_i$ avec

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du au charge permanent.

W_{Qi} : Poids du au charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donne par [R.P.A.99version2003 /Tab4.5]

$$\beta = 0.2$$

Le poids de la structure W est déterminé par le logiciel [Autodesk Etabs Structural] tel que :

$$W = 5372.94 \text{ KN} \quad V = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

Tableau.V.6 : Tableau de l'Efforts sismiques par la méthode statique équivalente

A	0.15	
D	Dx=1.46	Dy=1.46
Q	1.15	
W (KN)	5372.94 KN	
R	3.5	
Vx (KN)	3866.2 KN	
Vy (KN)	3866.2 KN	

• **Résultante des forces sismiques :**

D'après [R.P.A.99version2003/Art4.3.6] la résultante sismique à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

Les forces sismiques à la base F_x et F_y sont données par logiciel (Etabs9.7.4):

Tableau.V.7 : Tableau de la Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

$V_{Ex} \text{ (Dynamic)} =$	3101.4	>	$0.8 V_{St} =$	3092.0	CV
$V_{Yx} \text{ (Dynamic)} =$	3105.1	>	$0.8 V_{St} =$	3092.0	CV

-Vérification ART 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3.23cm).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i . (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3.5).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

Etage	h	δ_{ekx}	δ_{eky}	$\delta_{kx} = R * \delta_{ekx}$	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	0.01h	Condition :	Condition2
	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	$\Delta_{kx} < 0.01h$	$\Delta_{ky} < 0.01h$
11	3,23	2.16	1.97	7.56	6.90	0.42	0.46	32,3	C.V	C.V
10	3,23	2.04	1.84	7.14	6.44	0.47	0.49	32,3	C.V	C.V
9	3,23	1.91	1.70	6.67	5.95	0.54	0.53	32,3	C.V	C.V
8	3,23	1.75	1.55	6.13	5.41	0.61	0.59	32,3	C.V	C.V
7	3,23	1.58	1.38	5.52	4.83	0.67	0.63	32,3	C.V	C.V
6	3,23	1.38	1.20	4.85	4.19	0.72	0.67	32,3	C.V	C.V
5	3,23	1.18	1.01	4.13	3.52	0.75	0.70	32,3	C.V	C.V
4	3,23	0.96	0.81	3.37	2.82	0.77	0.70	32,3	C.V	C.V
3	3,23	0.74	0.61	2.60	2.12	0.77	0.68	32,3	C.V	C.V
2	3,23	0.52	0.41	1.82	1.44	0.74	0.62	32,3	C.V	C.V
1	3,23	0.31	0.23	1.09	0.82	0.64	0.51	32,3	C.V	C.V
RDC	3,23	0.13	0.09	0.45	0.31	0.39	0.27	32,3	C.V	C.V
SS	3,23	0.02	0.01	0.06	0.04	0.06	0.04	32,3	C.V	C.V

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **Tableau V.8: Tableau réduplicatif des déplacements relatifs**

Condition de vérification : $\Delta < 1\% \times$ Hauteur d'étage

V.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [art 5.9/ R.P.A.99version2003]:

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_k * h_k} \leq 0.1$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k

Sens X-X :

Tableau V.9 : Tableau réduplicative des efforts tranchant d'étage au niveau « k »:

					Colonne6	
Etage	H _k	V _t	W _k	W _k * h _k	$\sum W_k * h_k$	V _k
	[m]					
11.00	3.23	498.13	4021.88	12990.67	12990.67	498.13
10.00	3.23	939.51	8065.44	26051.37	39042.04	626.90
9.00	3.23	1313.19	12109.01	39112.10	78154.15	657.18
8.00	3.23	1633.44	16152.57	52172.80	130326.95	653.90
7.00	3.23	1905.67	20196.14	65233.53	195560.48	635.68
6.00	3.23	2146.00	24239.70	78294.23	273854.71	613.53
5.00	3.23	2360.63	28283.27	91354.96	365209.67	590.50
4.00	3.23	2556.44	32326.83	104415.66	469625.33	568.39
3.00	3.23	2732.35	36370.40	117476.39	587101.73	546.73
2.00	3.23	2875.80	40413.96	130537.09	717638.82	523.10
1.00	3.23	2988.68	44457.52	143597.79	861236.61	498.32
RDC	3.23	3056.29	48517.23	156710.65	1017947.26	470.51
SS 1	3.23	3068.04	53729.40	173545.96	1191493.22	446.87

Tableau V.10 : Tableau réduplicative des effets P-Δ :

niveaux	v _k	p _k	h _k	Δ _{kx}	θ _x
11	498.13	4021.88	323.00	0.42	0.01
10	626.90	8065.44	323.00	0.47	0.01
9	657.18	12109.01	323.00	0.54	0.02
8	653.90	16152.57	323.00	0.61	0.02
7	635.68	20196.14	323.00	0.67	0.02
6	613.53	24239.70	323.00	0.72	0.03
5	590.50	28283.27	323.00	0.75	0.03
4	568.39	32326.83	323.00	0.77	0.03
3	546.73	36370.40	323.00	0.77	0.03
2	523.10	40413.96	323.00	0.74	0.03
1	498.32	44457.52	323.00	0.64	0.03
RDC	470.51	48517.23	323.00	0.39	0.02
SOUS SOL	446.87	53729.40	323.00	0.06	0.00

- **Conclusion :** $\theta_x < 0.1$ donc l'effet P-Δ est négligeable. (Condition vérifiée)

Sens Y-Y :

Tableau V.11: Tableau réduplicative des efforts tranchant d'étage au niveau k

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7
Etage	H _k	V _t	W _k	W _k * h _k	$\sum W_K * h_i$	V _k
	[m]					
11.00	3.23	527.60	4021.88	12990.67	12990.67	527.60
10.00	3.23	968.11	8065.44	26051.37	39042.04	645.99
9.00	3.23	1332.32	12109.01	39112.10	78154.15	666.76
8.00	3.23	1645.99	16152.57	52172.80	130326.95	658.93
7.00	3.23	1913.10	20196.14	65233.53	195560.48	638.16
6.00	3.23	2150.34	24239.70	78294.23	273854.71	614.78
5.00	3.23	2362.04	28283.27	91354.96	365209.67	590.85
4.00	3.23	2554.05	32326.83	104415.66	469625.33	567.86
3.00	3.23	2725.12	36370.40	117476.39	587101.73	545.28
2.00	3.23	2864.02	40413.96	130537.09	717638.82	520.96
1.00	3.23	2976.84	44457.52	143597.79	861236.61	496.34
RDC	3.23	3045.17	48517.23	156710.65	1017947.26	468.80
SS	3.23	3058.04	53729.40	173545.96	1191493.22	445.42

Tableau V.12: Tableau réduplicative des effets P-Δ :

Niveaux:	v _k	p _k	H _k	Δ _{ky}	θ _y
11	527.6	4,021.88	323.00	0.46	0.01
10	968.11	8,065.44	323.00	0.49	0.01
9	1332.32	12,109.01	323.00	0.53	0.01
8	1645.99	16,152.57	323.00	0.59	0.02
7	1913.1	20,196.14	323.00	0.63	0.02
6	2150.34	24,239.70	323.00	0.67	0.02
5	2362.04	28,283.27	323.00	0.70	0.03
4	2554.05	32,326.83	323.00	0.70	0.03
3	2725.12	36,370.40	323.00	0.68	0.03
2	2864.02	40,413.96	323.00	0.62	0.03
1	2976.84	44,457.52	323.00	0.51	0.02
RDC	3045.17	48,517.23	323.00	0.27	0.01
SOUS SOL	3058.04	53,729.40	323.00	0.04	0.00

- Conclusion : θ_x < 0.1 Condition Vérifiée

Chapitre VI :

Etude des Portiques

VI.1 : Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis Comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant Les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans Leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de Résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs Ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des Charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue deux types des voiles : Voile de contreventement, et voiles périphériques

VI.2 : Les Voiles :

VI.2.1 : Les voiles de contreventement :

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées Contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis Des charges horizontales.

Le modelé le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée a la base.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage Vertical sera calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des Moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister

à l'effort tranchant V .

L'actions sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul à l'état limite, les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de déformation de calcul sont

$$[\text{RPA99/2003/V.5.2}] \begin{cases} G + Q + +E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Le ferrailage classique du voile en béton arme est compose :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales Uniformément reparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles sont aussi uniformément reparties.
3. D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile)

VI.2.2 : Les voiles de périphérique :

Un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 dans les deux sens (horizontal et Selon l'article 10.1.2/ RPA99, V2003, Les ossatures en-dessous du niveau de base, formées de vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3. Disposition du ferrailage d'un voile :

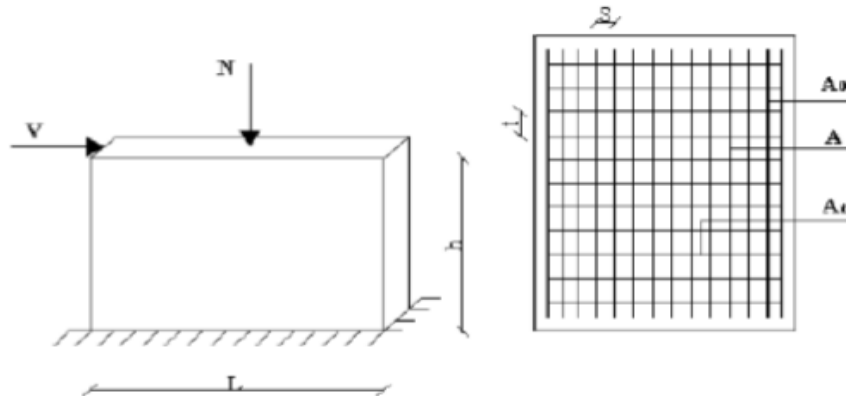


Figure VI.1: Disposition du ferrailage d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Recommandations de RPA99/v.2003

VI.4 La disposition des aciers :

VI.4.1 Aciers verticaux :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction. Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $1/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

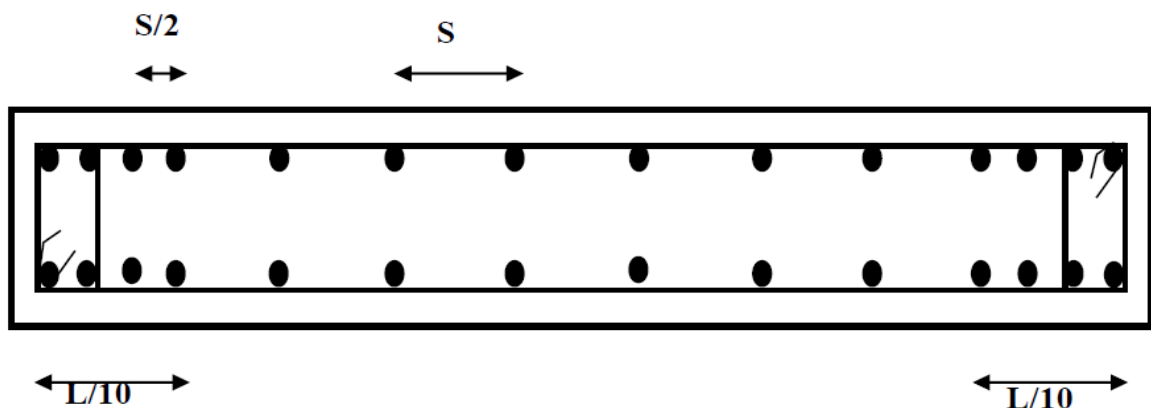


Figure VI.2: Disposition des armatures verticales dans le voile

VI.4.2 Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

VI.4.3 Règle communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).

$S \leq 30 \text{ cm}$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section En zone courante égale a 0,10% de la section

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être à 40λ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible , 20λ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

VI.4.4 Aciers transversaux :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carrée.

VI.4.5 Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec } v = 1.4v_u$$

Avec :

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.5 : Méthode de calcul :

On calcul les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliquer.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

❖ Pour le calcul du ferrailage :

• 1^{er} Cas: Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ à section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$A_1 = 0.15\% b.h$$

• 2^{eme} Cas : Section entièrement tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction FT, d'où la section des armatures verticales. La section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare AV avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

Si $AV \leq A_{\min}$ on ferraille avec la section minimale.

Si $AV > A_{\min}$ on ferraille avec la section des armatures verticale

• 3^{eme} Cas : Section Partiellement Tendue

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul alors le volume des contraintes pour la zone tendue

➤ Diagramme des contraintes :

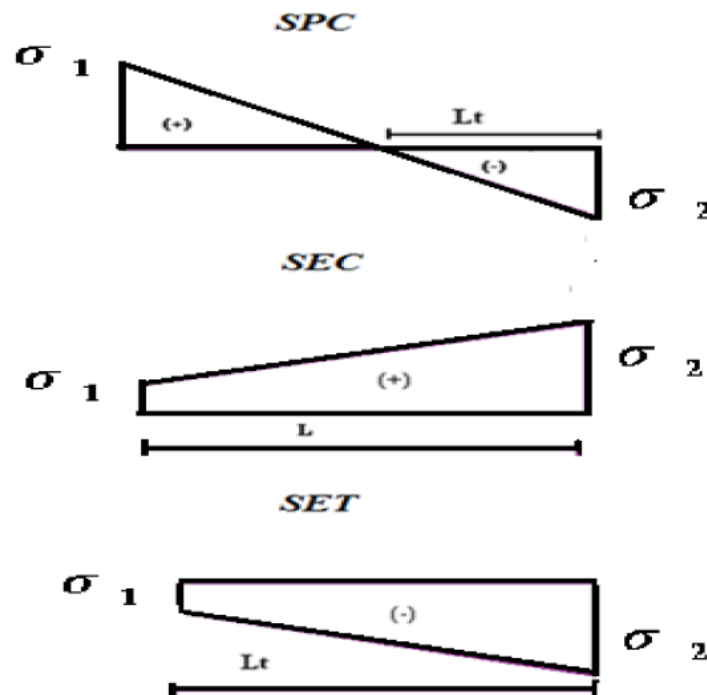


Figure VI.3: Diagramme des contraintes

VI.5.1 : Exemple de calcul Voile 1 du RDC :

Dans cette partie, les voiles qu'on a ferrillés se sont les voiles du niveau RDC, on présentera comme exemple de calcul le ferrailage du voile 5 puis on récapitulera dans des tableaux le ferrailage des autres voiles

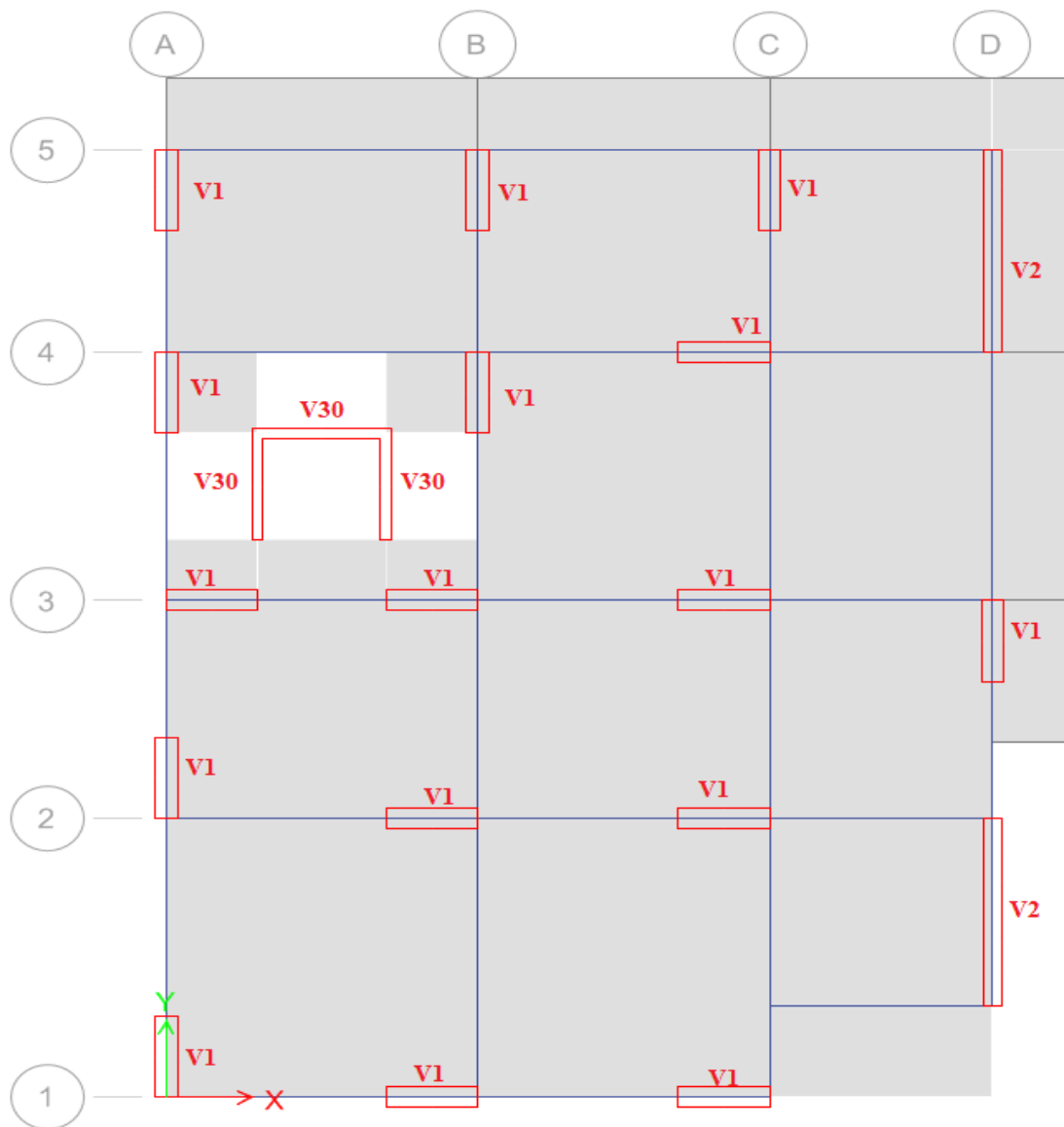


Figure VI.4: La disposition des voiles au niveau RDC

- Dimension du voile et la contrainte de calcul :

Tableau VI.1 : tableau de dimension de calcul pour voile V1 du sous-sol

σ_{ban} (Mpa)	ℓ (m)	L (m)	$\Omega = e * L$ (m^2)	$I = \frac{a * l^3}{12}$ (m^4)	$v = \frac{L}{2}$ (m)
9.55	0.40	1.6	0.48	1.12	0.8

Tel que : σ_{ban} : la contrainte du béton non armé calculée à l'aide du logiciel rebot

- Les sollicitations des différentes combinaisons :

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right] * L \quad \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * V \quad \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} * V$$

Les résultats ont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : tableau de sollicitations calcul pour le voile 1

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt
1	Elu	ELU	-2347.555	91.2606	1.3333	-4.20	-3.13	0.92
2	G+Q+EX	ACC	-1167.717	258.6737	6.6031	-3.34	-0.31	1.46
3	G+Q+EY	ACC	-2286.433	-126.2228	-4.6676	-2.83	-4.31	0.63
4	G+Q-EX	ACC	-1212.228	828.1554	9.0544	-6.75	2.96	1.11
5	G+Q-EY	ACC	-2241.923	-695.7044	-7.1189	0.57	-7.58	1.49
6	0.8G-EX	ACC	-736.9523	235.5287	6.2666	-2.53	0.23	1.47
7	0.8G+EX	ACC	-1855.669	-149.3677	-6385.0468	-2.02	-3.77	0.56
8	0.8G+EY	ACC	-781.4627	805.0104	8.7179	-5.94	3.50	1.01
9	0.8G-EY	ACC	-1811.158	-718.8494	-7.4554	1.38	-7.04	1.34

On constate que la section est partiellement comprimée

Donc :

$$\sigma_1 = 4.31 \text{ Mpa} \quad \sigma_2 = 2.83 \text{ Mpa} \quad L_t = 1.6$$

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1}{2} * L_t * e = \frac{4.31}{2} * 1.6 * 0.4 * 1000 = 1.3792 \text{ Kn}$$

• **Calcul des armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{1379.2 * 10}{348} = 39.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale d'armature verticale :**

Selon **RPA (art : 7.7.4.1) :**

Pour les zones tendues :

$$A_{\min} = 0.2\% * e * L_t = 0.002 * 0.40 * 1.6 * 100 = 12.8 \text{ cm}^2$$

Pour les zones courantes :

$$A_{\min} = 0.2\% * e * (L - L_t) = 12.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le BAEL :**

$$A_{\min} \geq \left\{ 0.23 * \frac{B * f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq 8.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopt}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{Rpa}}, A_{\text{Bael}}) = 39.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

La longueur minimale : (**Article 7.7.4.3 du RPA99V2003**)

Zone courante : $L = (160 - 2(40)) = 80 \text{ cm}$

$St \leq \min(1.5e ; 20) \text{ cm} = (60 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$.

$$\Rightarrow \text{avec : } S_t = 15$$

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

En zone d'about : $Sta = St/2 = 7.5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \text{avec : } S_t = 7.5$$

Tableau VI.3: Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues

	Voile	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	H (KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	Nu (KN)	Av (cm ²)
Vx	1	1.6	-2286.433	126.222	-4.667	-2.83	-4.31	1.6	-1.3792	39.632
Vx	2	4	-3689.1865	-202.59	-6985.32	-2.12	-2.50	4	-2	57.471
Vx	3	2	-2963.547	-159.68	5247.368	-1.70	-2.00	2	-0.8	22.988
Yy	1	1.6	-1810.93	-127.33	-56.82	-0.83	-2.49	1.6	-0.7968	22.896
Yy	3	2	-659.59	404.66	-155.68	-1.71	-0.03	2	-0.684	19.655

Les sections verticales qu'on doit assurer dans les zones tendues pour chaque voile sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.4: Tableau de Ferrailage des sections tendues pour chaque voile

Choix d'armatures	longueur totale (m)	Longueur comprimée (m)	Longueur Tendue (m)	Av Cal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Choix adoptée
V1x	1.6	0	1.6	39.632	12.8	39.632	8HA16
V2x	4	0	4	57.471	32	57.471	8HA16
V3x	2	0	2	22.988	16	22.988	8HA16
V1y	1.6	0	1.6	22.896	12.8	22.896	8HA16
V3y	2	0	2	19.655	16	19.655	8HA16

Tableau VI.5: Tableau de Ferrailage verticales de chaque voile

Voile :	St		Section d'armatures/nappe (cm ²)		Choix d'armatures/nappe	Section d'armature totale du voile (cm ²) Av	Amin RPA (cm ²)
	Zones courantes	Zones d'about	Zones courantes	Zones d'about			
V1x	15	7.5	8HA16	8HA16	H32A16	32HA16=64.34	12.8
V2x	15	7.5	20HA16	10HA16	60HA16	60 HA16=120.64	32
V3x	15	7.5	12HA16	10HA16	44HA16	44 HA16=88.47	16
V1y	15	7.5	8HA16	8HA16	32HA16	32 HA16=64.34	12.8
V3y	15	7.5	12HA16	10HA16	44HA16	44 HA16=88.47	16

- Armature horizontale**

- Exemple de calcul :**

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{120.64}{4} = 30.16 \text{ cm}^2$

➤ D'après le RPA 99 : $A_H = 0.15 * L * e = 0.15 * 400 * 40 = 24 \text{ cm}^2$

Soit 6HA14/ml de hauteur pour chaque nappe avec $St=15\text{cm}$

Le Tableau ci-dessous récapitule les sections horizontales adoptées pour chaque voile

Tableau VI.6: Tableau de Ferrailage horizontales de chaque voile

voile	L (Cm)	e (Cm)	AV (Cm2)	Ah RPA (Cm2)	Ah BAEL (Cm2)	choix adopté
V1x	1.6	0.4	64.34	9.6	9.908	6HA14/ML
V2x	4	0.4	120.64	24	9.36775	6HA14/ML
V3x	2	0.4	88.47	12	5.747	6HA14/ML
V1y	1.6	0.4	64.34	9.6	5.724	6HA14/ML
V3y	2	0.4	88.47	12	4.91375	6HA14/ML

- **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8

- **Les vérifications :**

- ❖ **Vérification de contrainte de cisaillement « voile V2 »:**

- ❖ Selon le RPA

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)]** à :

- **Les vérifications :**

- ❖ **Vérification de contrainte de cisaillement « voile V2 »:**

- Selon le RPA :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)]** à :

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 380.38 \text{ Kn}$

$$\tau_u = \frac{\bar{v}}{b_0 * d} = \frac{1.4 * 153.77 * 10^{-3}}{0.40 * 3.6} = 0.32 \text{ Mpa}$$

avec:

$$d = 0.9h = 0.9 * 4 = 3.6 \text{ m}$$

$$\bar{v} = 1.4 v_u$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Selon le BAEL :**

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{V_u}{b * d} \quad \text{Avec : } T_u \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{T}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4Mpa \right)$$

$$T_u = \frac{V}{b * d} = \frac{153.77 * 10^{-3}}{0.2 * 3.6} = 0.23Mpa$$

$$\text{Donc : } T_u = 0.23Mpa \leq \bar{T}_u = 3Mpa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de vérifications pour les autres voiles sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: Tableau de Vérification des contraintes de cisaillement

voile	V _u	Dimension		Condition de L'RPA			Condition de BAEL		
		b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\frac{\tau_u}{\bar{\tau}_u} <$	T_u	\bar{T}_u	$T_u < \bar{T}_u$
V1x	21.34	0.4	1.44	0.044	6	cv	0.032	3	cv
V2x	4.21	0.4	3.6	0.0088	6	cv	0.0063	3	cv
V3x	125.65	0.4	1.8	0.264	6	cv	0.1886	3	cv
V1y	151.93	0.4	1.44	0.369	6	cv	0.2637	3	cv
V3y	204.35	0.4	1.8	0.496	6	cv	0.3547	3	cv

VI 5.2 : Etude des voiles périphériques :

Exemple de calcul Voile périphérique :

- **Détermination des sollicitations :**

- a) **Calcul de l'effort N :**

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 3.23 \times 0.40 = 1.29 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 1.29 = 32.3 \text{ KN}$$

- **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times 32,3 = 43,60 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{Pr} = 32,3 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres q :

Avec :

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_p : \text{coefficient de poussée } K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) ;$$

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

$$\text{Avec : } \delta = \frac{2}{3} \varphi ; \varphi = 35^\circ \text{ (} \delta : \text{frottement mur /sol)}$$

$$K_p = 0,247$$

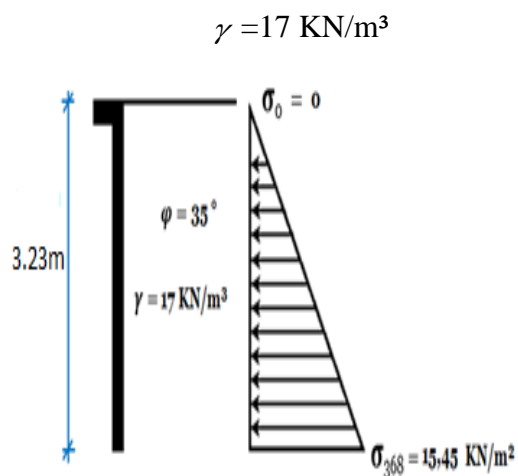


Figure VI.5: Schéma des contraintes du voile périphérique.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.23 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 3.23 = 13.56 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35 \times 10 = 13.5 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{qu} = q_u \times 1.00 = 13.5 \text{ kN/mL}$$

- Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = 10 \text{ kN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{qs} = q_s \times 1.00 = 10 \text{ kN/mL}$$

Calcul des sollicitations :

- Etat limite ultime (E. L.U) :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y .$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.23}{5.5} = 0.58 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions.}$$

Calcul des moments fléchissent pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- Etat limite ultime :

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0851 \\ \mu_y^u = 0,2703 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 11.985 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 3.239 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0897 \\ \mu_y^{ser} = 0,4462 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 9.358 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 4.175 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 0,75 * 11.985 = 8.988$$

$$M_{ty}^u = 0,75 * 3.239 = 2.429$$

❖ **Etat limite service :**

$$M_{tx}^s = 0,75 * 9.358 = 7.018$$

$$M_{ty}^s = 0,75 * 4.175 = 3.131$$

• **Moment en appuis :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{ax}^u = 0,5 * 11.985 = 5.992$$

$$M_{ay}^u = 0,5 * 3.239 = 1.619$$

❖ **Etat limite service :**

$$M_{ax}^s = 0,5 * 9.358 = 4.679$$

$$M_{ay}^s = 0.5 * 4.175 = 2.087$$

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée)

Combinaisons	SENS X-X		SENS-Y-Y	
	E.L. U	E.L. S	E.L. U	E.L. S
M_a [KN.m]*0.5	5.992	4.679	1.619	2.087
M_t [KN.m]*0.75	8.988	7.018	2.249	3.131

Calcul des ferrillages :

- **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $a = 2$ cm

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

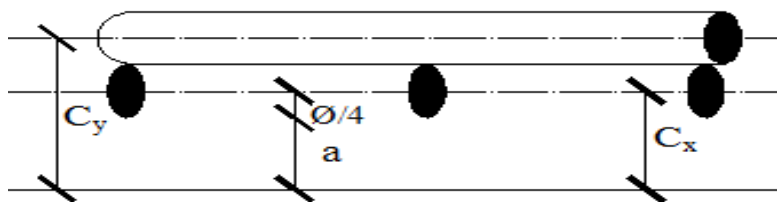


Figure VI.6: Enrobage.

Les hauteurs utiles

$$d_x = h - C_x = 40 - 2,5 = 37,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal des armatures** : [Article BAEL IV.5.c]

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ suivant $x - x$.

$$\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$$
 suivant $y - y$.

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même, on prendra le moment maximal (moment en travée).

Sens X-X :

- **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 8.988 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8988}{17 \times 100 \times (37.5)^2} = 0.0037$$

$$\mu = 0,0037 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8988}{348 \times 0,998 \times 37.5} = 0.690 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

Acier FeE400 \rightarrow

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \Rightarrow A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T12 \quad \longrightarrow A=5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{tx}^{ser} = 7.018 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0,8475 \Rightarrow D = 0,8475$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 37,5 \times 0,8475 = 63.5625 \Rightarrow E = 63.5625$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 7.170 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 90249 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{7018}{90249} = 0.077 \Rightarrow K = 0.077$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 35.031 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.4}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0552 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 35.031$$

$$\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées à l'2 E.L.U seront

maintenues.

Sens-Y-Y :

Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 2.249 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2249}{17 \times 100 \times (36.5)^2} = 0.0009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2249}{348 \times 0,995 \times 36,5} = 0.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10 \quad \longrightarrow \quad A=5.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 3.131 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0,8475 \Rightarrow D = 0,8475$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36,5 \times 0,8475 \Rightarrow E = 61.8675$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 7.071 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = \mathbf{85183.87}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{3.131}{85183.87} = 0.038 \Rightarrow \mathbf{K = 0.038}$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = \mathbf{0.275 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = \mathbf{16.774 \text{ MPa}}$$

Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.4}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b = 0.275 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 16.774 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \end{aligned} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' E.L.U seront}$$

maintenues

Tableau VI.9: Tableau de ferrailage du voile périphérique

sens	A _{Cal} [cm ² /mL]	A _{min} [cm ² /mL]	A _{minRPA} [cm ² /mL]	Choix	A _{adopté} [cm ² /mL]	Espacement [cm]
X-X	0.690	3.2	4	5T12	5.65	25
Y-Y	0.173	3.2	4	5T12	5.65	25

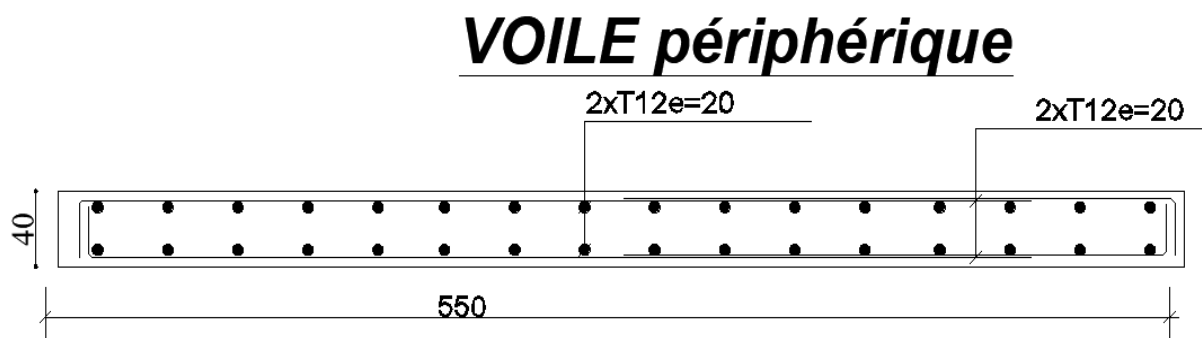


Figure VI.7 : Dessine de Ferrailage du voile périphérique

voile 1

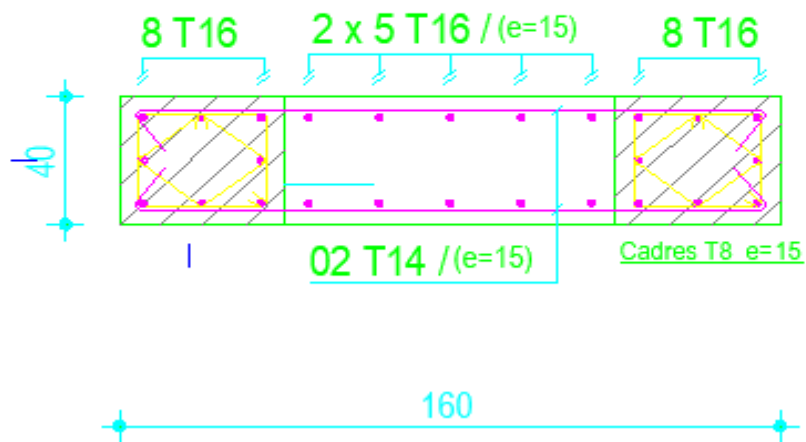


Figure VI.8 : Dessine de Ferrailage du voile de contreventement (sous-sol / Rdc / 1ère,2ème,3ème étage)

voile 1

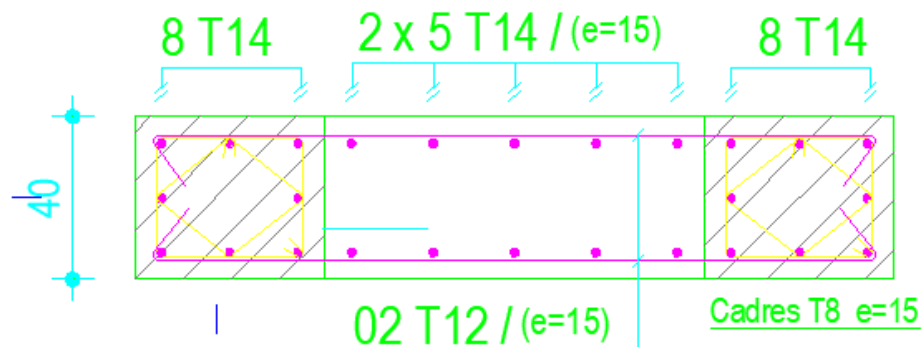
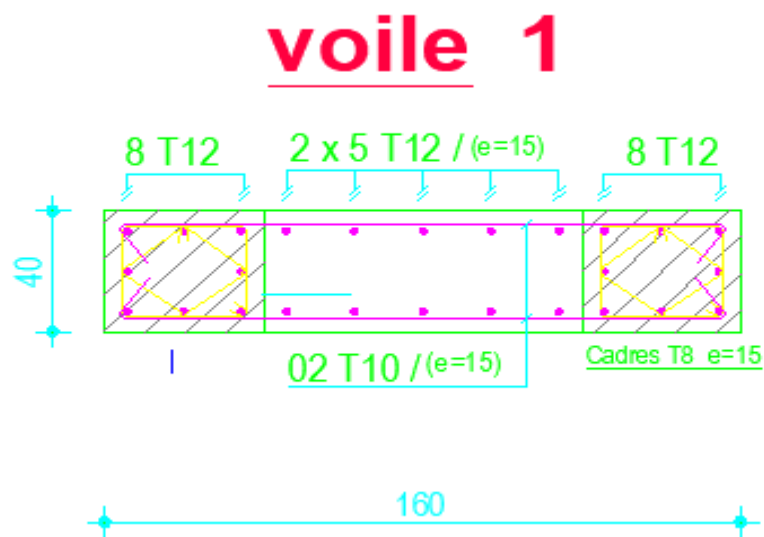


Figure VI.9 : Dessine de Ferrailage du voile de contreventement (4ère,5ème,6ème,7ème étage)



**Figure VI.10 : Dessine de Ferrailage du voile de contreventement
(8^{ème},9^{ème},10^{ème},11^{ème}
Étage)**

VI 6.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Les Etapes de calcul de la section d'armature sont résumées par l'organigramme de la flexion simple à ELU (annexe N° 05).

Prescriptions données par RPA99/version 2003

✚ Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de superposés formant un carré ou un rectangle.

✚ Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

Situation durable et transitoire (SDT)**-Béton :**

$$\gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 17 \text{ MPa} ;$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1,15 \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle (SA)**-Béton :**

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

⇒ Exemple de calcul

On prend comme exemple la poutre principale de dimensions 30x40 cm², sous les sollicitations (moment fléchissant et l'effort tranchant) les plus défavorables, et pour les autres poutres leurs résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Ferraillage en travée :

M (ELU) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]
81,21	30,07

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{81210}{30 \cdot 40,5^2 \cdot 18,5} = 0,113 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,113}) = 0,15$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,15 = 0,94$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{81210}{0,94 \cdot 40,5 \cdot 400} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,4}{400} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 35,45 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = \max(6 ; 1,49 ; 6) \text{ cm}^2$$

$$A = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3 \text{ HA14} + 3 \text{ HA12} = 8,01 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELS :

A l'ELS on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{ser} = 16,257 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,01 ; A'_s = 3,393.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS (Annexe N° 05))

Contraintes limites :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1 \cdot 2,4} \right) = \min (266,67 ; 215,55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,01 + 3,393)}{30} = 5,7$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393 \cdot 4 + 8,01 \cdot 36) = 301,93$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5,7 + \sqrt{5,7^2 + 301,93} = 12,587 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,587^3}{3} + 15 \cdot 8,01 \cdot (36 - 12,587)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,587 - 4)^2 = 89 557,18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{16 257}{89 557,18} = 0,18$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,18 \cdot 12,587 = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$= 15 \cdot 0,18 \cdot (36 - 12,587) = 63,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$$

$$= 15 \cdot 0,18 \cdot (12,587 - 4) = 23,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisies sont suffisantes à l'ELS.

En appui :

M (SA) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]
113.4	54.10

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{113400}{30.40.5^2.18,5} = 0,158 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- ❖ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,158}) = 0,216$
- ❖ $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,216 = 0,914$
- ❖ $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{113400}{0,914 \cdot 40.5 \cdot 400} = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} = 0,23 \cdot 35 \cdot 40.5 \cdot \frac{2,4}{400} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 35.45 = 7.875 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}; A_{RPA}) = \max(7.65; 1,95; 7.875) \text{ cm}^2$$

$$A = 8,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3HA14 + 3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage transversale

Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Selon le CBA 93.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec: } 0,3 f_{t28} K = 0,63 \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0,003 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

\varnothing_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min(\varphi_l ; h/35 ; b_o/10)$$

Application

$$T_u = 107,35 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 0,994 \text{ Mpa}$$

- Selon le « CBA 93 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,035 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 32,4 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\varnothing_t \leq \text{Min}(1,2 \text{ cm} ; 1,14 \text{ cm} ; 3 \text{ cm}) = 1,2 \text{ cm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Choix des armatures

On adopte : **4HA8** de $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \Rightarrow S_t \leq 22,33 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

l'ELS :

A l'ELS on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{\text{ser}} = 54,104 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,62 \text{ cm}^2 ; A'_s = 3,393 \text{ cm}^2.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS (Annexe N° 05)

Contraintes limites :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$

$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,4} \right) = \min (266,67 ; 215,55)$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,62 + 3,393)}{30} = 6,01$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393 \cdot 4 + 8,62 \cdot 36) = 323,89$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -6,01 + \sqrt{6,01^2 + 323,89} = 12,96 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,96^3}{3} + 15 \cdot 8,62 \cdot (36 - 12,96)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,96 - 4)^2 = 94\,491,57 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{54\,104}{94\,491,57} = 0,57$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,57 \cdot 12,96 = 7,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (36 - 12,96) = 196,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mp} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (12,96 - 4) = 76,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ Mp} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisis sont suffisantes à l'ELS.

- **Vérification de la flèche :**

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}$$

Tableau VI.10: Tableau de récapitulatif des ferrillages des poutres

En travée		M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
Largeur [cm]	Hauteur [cm]									
35	45	81,21	6,01	0	1,74	6,00	6,01	0,00	3HA12+ 3HA14	Ainf= 11.40
30	40	30.07	4,99	0	0,98	4,50	4,99	0,00	3HA12 + 3HA14	Ainf= 11.40
En appui		M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
Largeur [cm]	Hauteur [cm]									
35	45	113,4	8,65	0	1,74	6,00	8,65	0,00	3HA12+ 3HA14	Ainf= 11.40
30	40	-54,10	6,54	0	0,98	4,50	6,54	0,00	3HA12+ 3HA14	Ainf= 11.40

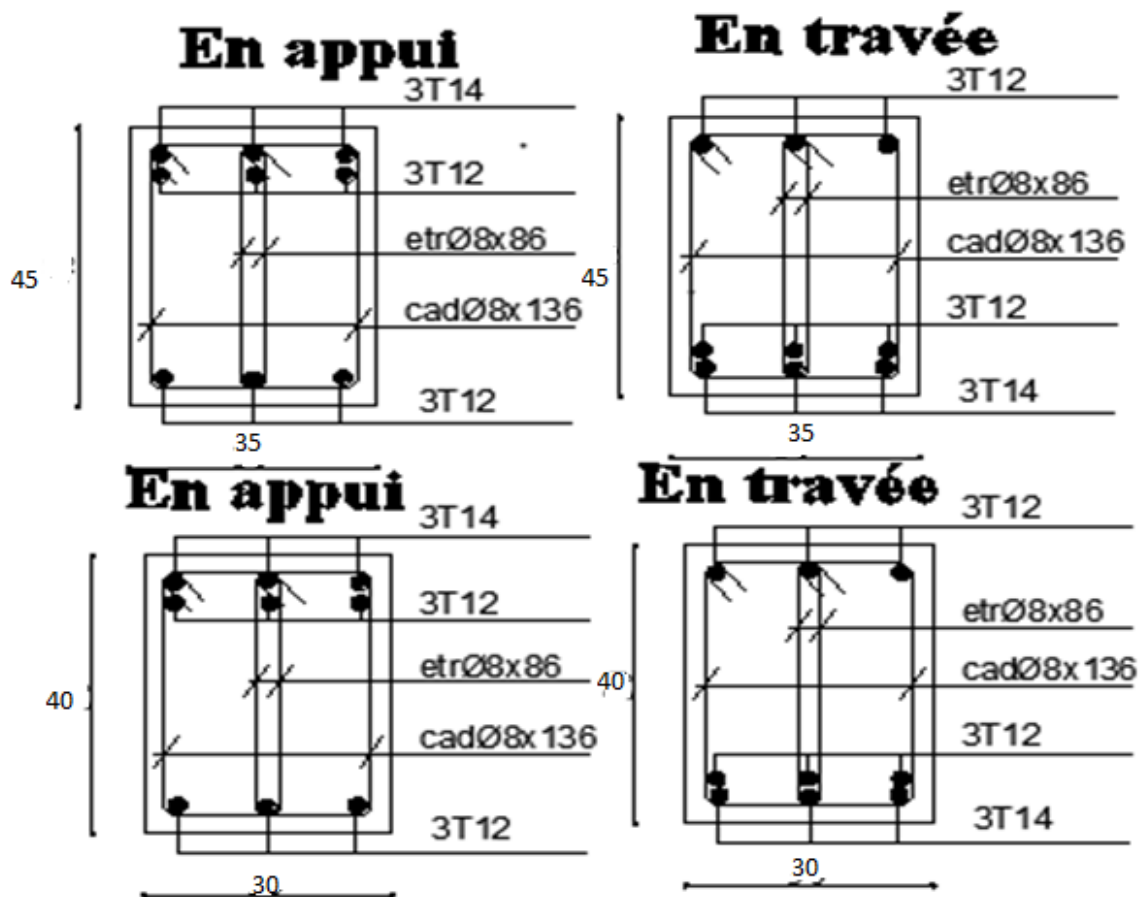


Figure VI.11: Croquis des ferrillages des poutres

Chapitre VII :

Etude des Fondations

VII.1 Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol. On distingue trois types de fondations :

❖ Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers

❖ Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs.

VII.2 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

1. Type d'ouvrage à construire.
2. - Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
3. - La nature et l'homogénéité du bon sol.
4. - La capacité portante du terrain de fondation.
5. - La charge totale transmise au sol.
6. - La nature est le poids de la superstructure.
7. - Le chevauchement des semelles.

VII.3 Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur 3 bars pour la contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma}_{sol}$) pour une profondeur de 1.8 m. sol

VII.4 Choix de type de fondations :

- En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
 - Semelle isolée.
 - Radier général

- **Remarque :** Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures et à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution

❖ **Semelles isolée sous voile**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

La condition d'Homothétie des dimensions :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 3697.51 \text{ KN} : \overline{\sigma_{sol}} = 3 \text{ bars} = 30 \text{ tf} / \text{m}^2 = 300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$S \geq \frac{3697.51}{300} = 12.32 \text{ m}$$

$$S = A \times B \text{ et dans notre cas } A=B \Rightarrow A = \sqrt{S} = 3.51 \text{ m}$$

On prend $A=B=4\text{m}$

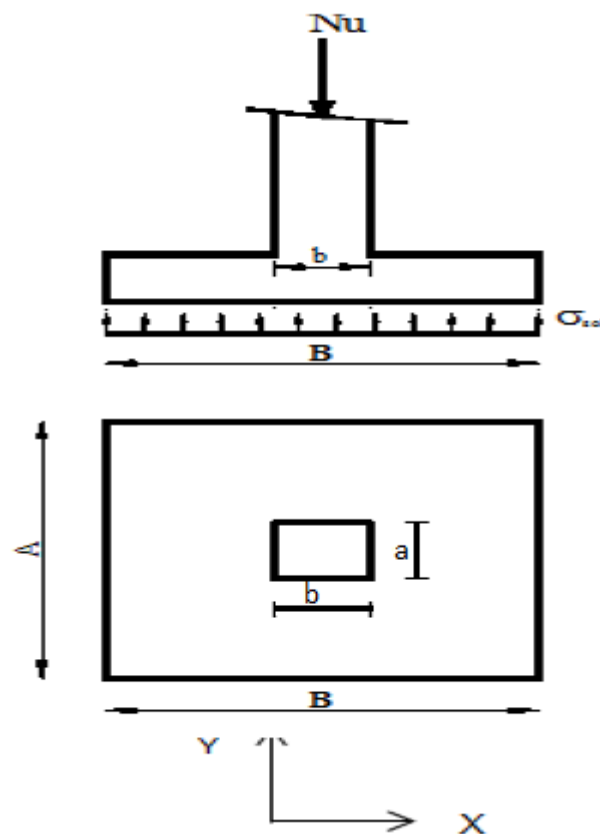


Figure VII.1: Dimension d'une semelle isolée

• **Commentaire :**

On remarque que les dimensions des semelles isolées sont très grandes par rapport aux distances entre les axes des voiles et donc on peut constater qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes

❖ **Semelle filante :**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et voiles qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

$N = \sum N_i$ de chaque fil de voile :

$S = B * L$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L * \sigma_{sol}}$$

Calcul de la surface revenant à la semelle filante du portique 1-1:

La figure suivante représente la distribution des efforts dans chaque voile périphérique :

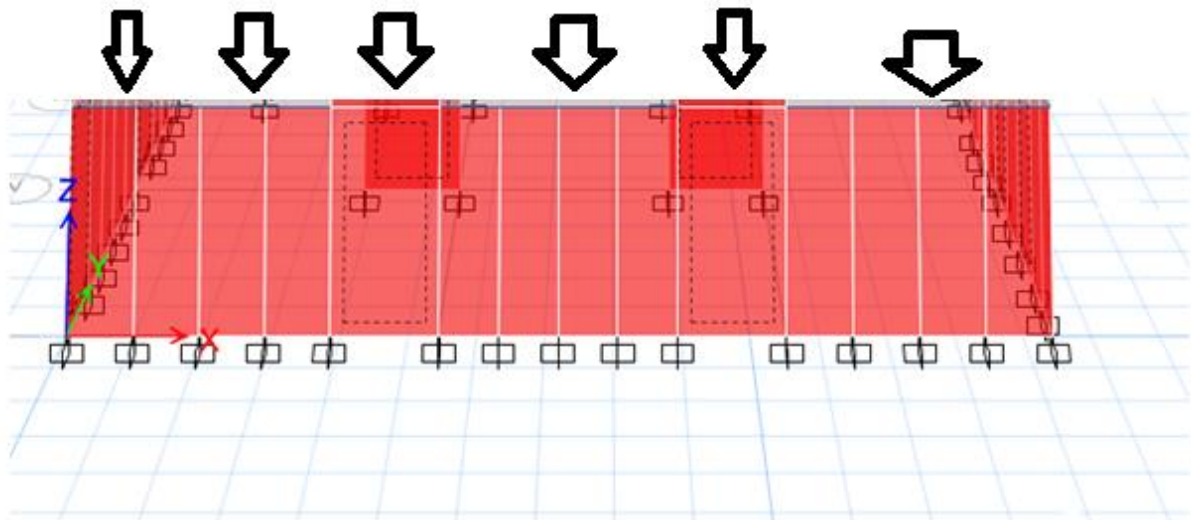


Figure VII.2: Portique 1-1 du sous-sol

$$N = \sum (N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6)$$

$$N = 1371.32 + 769.48 + 1816.63 + 511.14 + 1977.32 + 891.1 = 7336.99 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7336.99}{14.75 * 300} = 1.66 \text{ m}$$

On adopte $B = 1.8 \text{ m}$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 0.5 \quad \frac{269.55}{280.25} = \implies 0.96 > 0.5$$

• **Remarque :**

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- Négligee l'hétérogénéité du sol;
- La facilité de son exécution.

• Conclusion

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernière se chevauchant suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

Le type de fondation pour notre structure est **un radier général**.

VII.5 Etude Du Radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les voiles, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

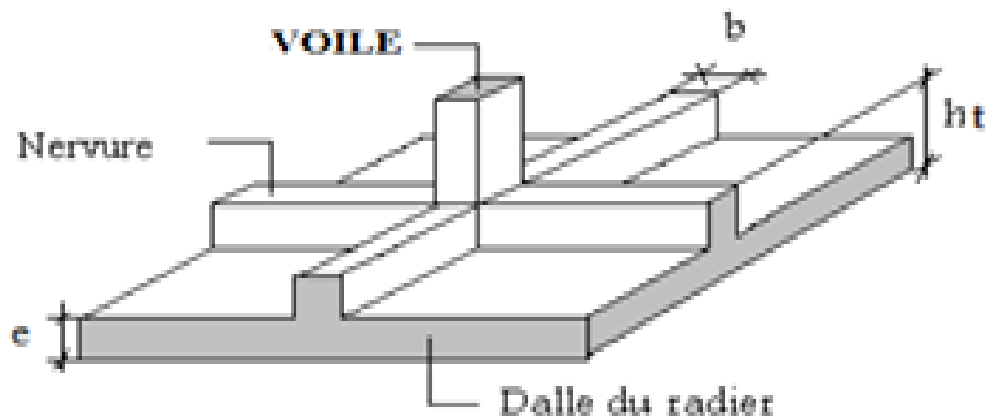


Figure VII.3: Schéma d'un radier nervuré.

VII.5.1 Pré-dimensionnement du radier :

❖ Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire ;
- b- Condition de rigidité ;
- c- Condition de non poinçonnement ;
- d- Condition de non cisaillement ;

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5.50 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{5.50}{8} \leq h \leq \frac{5.50}{5} \Rightarrow 0,68\text{m} \leq h \leq 1.1 \text{ m}$$

On prend 1m

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40 \text{ MN/m}^3$.

E : module de Young du béton ($E = 32164.2 \text{ MPa}$);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas **L = 5.50m**

$$D'ou : h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 * K * L_{\max}^4}{E * \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 40 * 5.5^4}{32164.2 * \pi^4}}$$

$$h_r \geq 83\text{cm} = 100\text{cm}$$

- **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.45}{5.45} = 0,99 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travaille suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

- ❖ **Calcul \bar{q}_u :**

La surface du radier est de :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad N = 40891.08 \text{KN.} \quad S_{\text{radier}} = 280.25 \text{m}^2.$$

- **Combinaison d'actions :**

- E.L.U:**

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 55963.489 \text{KN}$$

- E.L.S:**

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 40891.08 \text{KN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 55963.489 \text{KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{55963.489 \times 5.45}{2} \times \frac{5.5^4}{5.5^4 + 5.45^4} = 76250.25 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{55963.489 \times 5.5}{2} \times \frac{5.5^4}{5.5^4 + 5.45^4} = 78355.12 \text{KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}, T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 78355.12 \text{KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{78355.12}{0,9 \times 100 \times 2.5 \times 100} = 29.02 \text{cm} \Rightarrow h \geq 80.06 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

U_C: Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$$N_{u\text{max}} = 2115.39 \text{KN}$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (1.6 + 0.4 + 2h) \times h \times \frac{30}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (1.6 + 0.4 + 2h) \times h \times 20$$

$$3.6h + 3.6h^2 - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2115.39 \text{ KN} = 2.11539 \text{MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,44 \text{m} \Rightarrow h = 150 \text{cm}$$

- **Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale $h = 150 \text{ cm}$.

➤ **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 100 \text{cm}.$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

VII.5.2 Pré dimensionnement des nervures :

Les dimensions des nervures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,8h \quad [\text{BAEL91}]$$

$$0,4 * 100 \leq b_0 \leq 0,8 * 100 \quad [\text{BAEL91}]$$

$$40 \leq b_0 \leq 80 \quad [\text{BAEL91}]$$

$$b_0 = 50 \text{ cm}$$

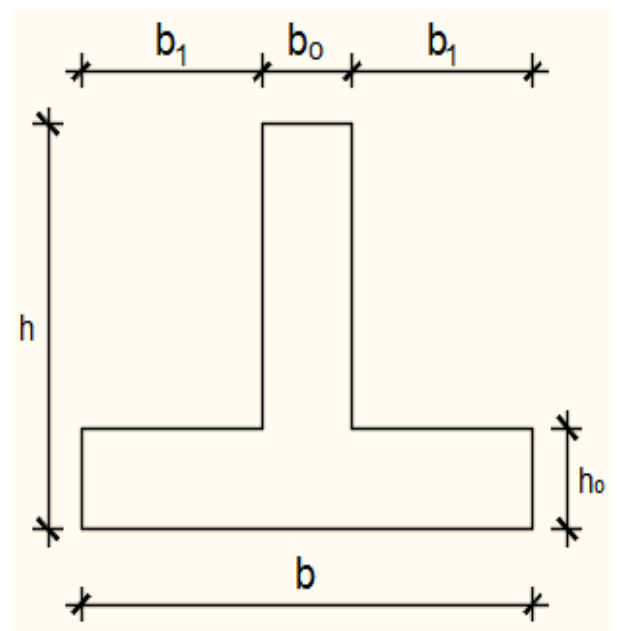


Figure VII.4: dimension de la poutre

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
nervure principale	150	50	50	25	100
nervure secondaire	150	50	50	25	100

VII.5.2.1 Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

$$h = 150 \text{ cm} ; h_0 = 50 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier} : S = 280.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier} : I_{xx} = 6825091.52 \text{ cm}^4 ; I_{yy} = 169364167 \text{ cm}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier} : V_X = 7.375 \text{ m} ; V_Y = 8.5 \text{ m}$$

b) Calcul du poids propre du radier Pr :

$$\text{Poids du radier sans nervure} : p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

h₀ : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

$$\text{Poids des poutres principales} : p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires} : p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 280.25 \times 0,5 \times 25 = 3503.125 \text{ KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 19 \times (1.50 - 0.5) \times 0,50 \times 25 = 237.5 \text{KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 14.75 \times (150 - 50) \times 0,5 \times 25 = 184.375 \text{KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 3503.12 + 237.5 + 184.375 = 3924.995 \text{KN}$$

c) **Surcharges d'exploitation Q_r :**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 280.25 \Rightarrow Q_r = 1401.25 \text{KN}$$

d) **Combinaisons d'actions :**

❖ **Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par Le logiciel robot sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 55963.489 \text{KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(3924.995) + 1,5(1401.25) = 7400.618 \text{KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 86126.54 \text{KN}$$

$$M_x = -66.862 \text{KN.m} ; M_y = 91.72 \text{KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée (sont données par le logiciel robot).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

❖ **Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (P_r + Q_R)**

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 40891.08 \text{KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (3924.995) + (1401.25) = 5326.245 \text{KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 40891.08 + 5326.245 = 46217.325 \text{KN}$$

$$M_x = -56.62 \text{KN.m} ; M_y = 78.65 \text{KN.m}$$

e) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

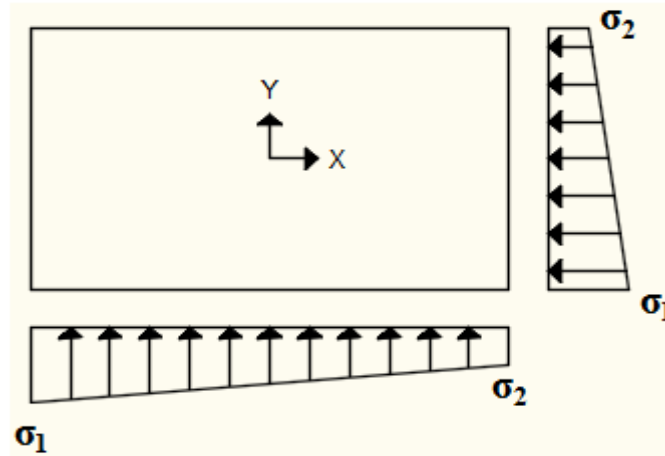


Figure VII.5: Schéma des contraintes du sol.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ MPa}$$

✓ Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :

❖ Situation durable et transitoire :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$$

❖ Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 6 \text{ bars}$$

Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{40891.08}{280.25} \pm \frac{66.862}{68250.91} \cdot 7.375 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.46 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1.46 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.46 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{40891.08}{280.25} \pm \frac{91.72}{169364.16} \cdot 9.5 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.46 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1.46 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.46 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

● Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{46217.325}{280.25} \pm \frac{56.62}{68250.91} \cdot 7.375 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.65 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1.65 \text{ bars}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.65 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{46217.325}{280.25} \pm \frac{78.65}{169364.16} * 9.5 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.65 \text{bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1.65 \text{bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.65 \text{bar}$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment ;

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}} = 55963.489 + 3924.995 = 59888.484 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 280.25 \times 10 \times 3.23 = 13578.12 \text{KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

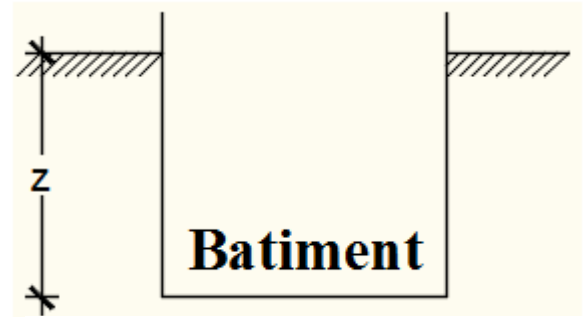


Figure VII.6 : L'encrage de la structure.

VII.6. Ferrailage du Radier :

VII.6.1 Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1 \text{m}$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5.45 \text{m} ; L_y = 5.5 \text{m}$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.54}{5.5} = 0,99 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ml} = 146 \times 1 \text{m}_L = 146 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0376 \\ \mu_y^u = 0.9771 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0376 \times 146 \times 5.45^2 = 163.05 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,9771 \times 163.05 = 159.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

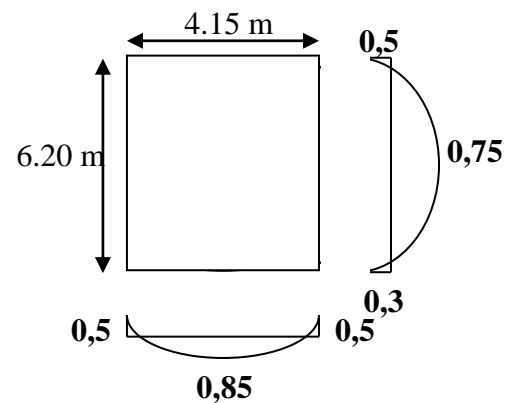


Figure VII.7 : Schéma du panneau de la dalle.

❖ ELU :

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et en travées en ELU

	X-X	Y-Y
M_t^r	138.5925	135.422
M_t^i	122.2875	119.49
M_a^r	48.915	47.796
M_a^i	81.525	79.66

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 165 \times 1m_L = 165\text{KN}/m_L$$

$$\rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0449 \\ \mu_y^s = 0,9842 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0449 \times 165 \times 5,45^2 = 220,05\text{KN.m} \\ M_y^s = 0,9842 \times 220,05 = 216,57\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS :

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et en travées en ELS

	X-X	Y-Y
M_t^r	187.0425	184.0845
M_t^i	165.0375	162.4275
M_a^r	66.015	64.971
M_a^i	110.025	108.285

Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	138.5925	81.525	187.0425	110.025
Sens Y-Y	135.422	79.66	184.0845	108.285

- Calcul des armatures :

- a. Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 50 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

• **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

❖ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

$$M_t^u = 138.5925 \text{ KN.m} = 138592.25 \text{ N.M}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{138592.25}{17 \times 100 \times (45)^2} = 0.04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{138592.25}{348 \times 0,97 \times 45} = 9.036 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 9.068 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures:**

$$6T14 \rightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 187.0425 \text{ KN.m} = 187042.5 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.24}{100} = 1.386 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 1.386 = 124.74 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.386 + \sqrt{1.386^2 + 124.74} = 9.86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

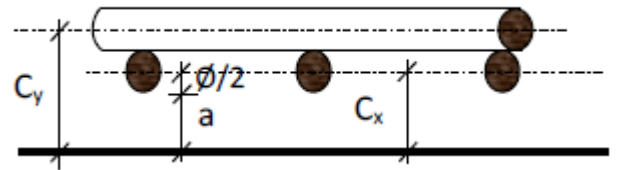


Figure VII.8: Enrobage.

$$I = \frac{100 \times 9.86^3}{3} + 15 \times 9.24 \times (45 - 9.86)^2 = 203098.75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{1870425}{203098.75} = 0.92$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9.088 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,92 \times (45 - 9.86) = 485.313 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 215.555 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 215.555 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{1870425}{215.555 \times 100 \times (45)^2} = 0,0042$$

$$\mu_1 = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,891 \\ K_1 = 30,87 \end{array} \right.$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{215.555}{30.87} = 6.982 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{1870425}{215.555 \times 0,891 \times 45} = 12.05 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures:

$$7T16/ml \rightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

b) En appuis :

$$\mathbf{Ma_x^u = 81.525 \text{ KN.m} = 81525 \text{ N.m}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{81525}{17 \times 100 \times (45)^2} = 0.023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.98$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{81525}{348 \times 0,98 \times 45} = 5.27 \text{ cm}^2/ml$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5.27 \text{ cm}^2/ml$$

• Choix des armatures :

$$5T14/ml \rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2/ml$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Ma_x^{ser} = 110.025 \text{ KN.m} = 110025 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.7}{100} = 1.155 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 1.155 = 103.95 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.115 + \sqrt{1.155^2 + 103.95} = 9.1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.1^3}{3} + 15 \times 7.70 \times (45 - 9.1)^2 = 173976.554 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{110025}{173976.554} = 0,63$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,63 \times (45 - 9.1) = 340.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 215.555 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 215.555 \text{ MPa} \} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{110025}{215.555 \times 100 \times (45)^2} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,002 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51.67 \end{cases}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{215.555}{51.67} = 4.17 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{110025}{215.555 \times 0,925 \times 45} = 9.26 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$7T16/ml \rightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/ml$$

$$ep=15\text{cm}$$

❖ **Sens Y-Y :**

c) **En travées :**

$$M_t^u = 135.422 \text{ m} = 135422 \text{ N. m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{135422}{17 \times 100 \times (43)^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0.978$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{135422}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{135422}{348 \times 0,978 \times 43} = 9.25 \text{ cm}^2/ml$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]
Acier FeE400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 9.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 184.0845 \text{ N.m} = 1840845 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.25}{100} = 1.3875$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 43 \times 1.3875 = 119.325 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.3875 + \sqrt{1.3875^2 + 119.325} = 9.623 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.623^3}{3} + 15 \times 9.25 \times (43 - 9.623)^2 = 184274.52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{1840845}{184274.52} = 0.998$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9.613 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.998 \times (43 - 9.623) = 499.653 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 215.555 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 215.555 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{184084.5}{215.55 \times 100 \times (43)^2} = 0,0046$$

$$\mu_1 = 0,02 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{215.555}{37.63} = 5.728 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{184084.5}{215.555 \times 0,905 \times 43} = 11.898 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$7T16/\text{ml} \rightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

d) En appuis :

$$M_{ay}^u = 79.66 \text{ KN.m} = 79660 \text{ N.M}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{79660}{17 \times 100 \times (43)^2} = 0.02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.99$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{79660}{348 \times 0,99 \times 43} = 5.377 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$Ma_y^{\text{ser}} = 108.285 \text{ KN.m} = 10828.5 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.377}{100} = 0.806 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 43 \times 0.806 = 66.316 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{1.21^2 + 104.06} = 7.377 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6.67^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (33 - 6.67)^2 = 115732.95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{184084.5}{115732.95} = 1.59$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 11.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.76 \times (33 - 6.67) = 849.608 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 215.555 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 215.555 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Ma_y^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{10828.5}{215.555 \times 100 \times (43)^2} = 0,0030$$

$$\mu_1 = 0,0030 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40.56 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{215.555}{40.56} = 5.314 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_y^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{10828.5}{215.555 \times 0,910 \times 43} = 8.838 \text{ cm}^2$$

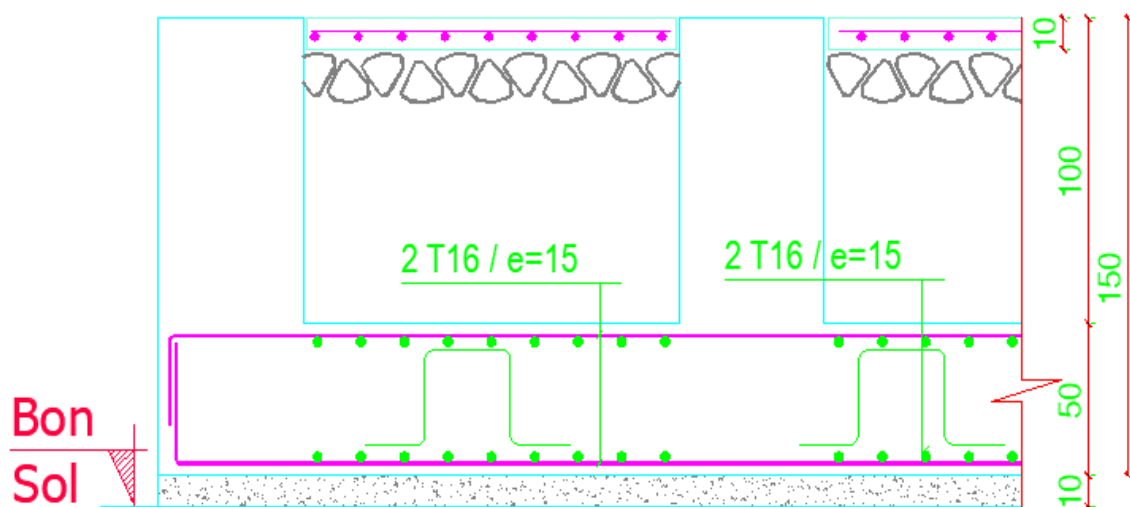
- Choix des armatures :

$$7T16/\text{ml} \rightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des choix des armatures

Les armatures	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm ²]	12.05	9.26	11.898	8.838
Amin [cm ²]	4	4	4	4
A=max (Au ; Amin)	12.05	9.26	11.898	8.838
Choix des armatures	7HA16	7HA16	7HA16	7HA16
Acorr [cm ²]	14.07cm ²	14.07cm ²	14.07cm ²	14.07cm ²

**Figure VII.9: Schéma Ferrailage de la dalle****VII.6.2 Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 148 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 146 \times 1 \text{ m}_L = 146 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -146 \times \frac{0,50^2}{2} = -18.25 \text{ KN. m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimée

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18250}{17 \times 100 \times (45)^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

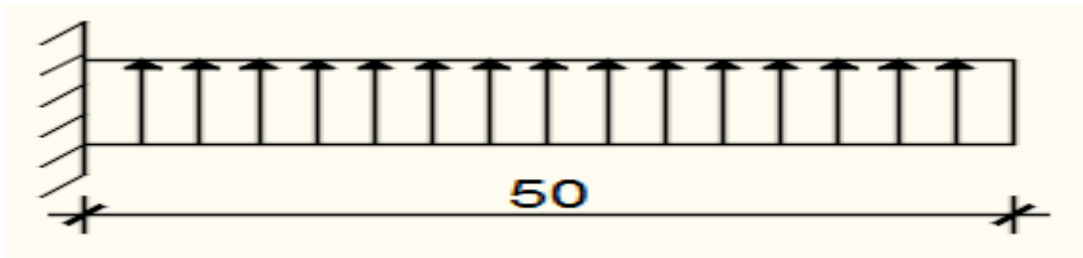


Figure VII.10: Schéma statique du débordement.

➤ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18520}{348 \times 0,997 \times 45} = 1.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,4}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,4}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 6.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$4T16/\text{ml} \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\sigma_m = 165 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 1.65 \times 1\text{m}_L = 1.65 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -1.65 \times \frac{0,50^2}{2} = -20.625 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.206 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1.106 = 108.54 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,206 + \sqrt{1.206^2 + 108.54} = 9.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.28^3}{3} + 15 \times 8.04 \times (45 - 9.28)^2 = 180515.047 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{165000}{180515.047} = 0.941$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 18 \times 0,941 \times (45 - 9.28) = 89.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 215.555 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 215.555 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 146 \times 0,5 = 73 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{73000}{100 \times 45 \times 10^2} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

VII.7.1 Ferrailage des poutres :

• **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

• **Accidentelle :**

• **Poutres principales :**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] * \frac{2}{L_y}$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

• **Nervure principales**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] * \frac{2}{L_y}$$

$$q_1 = \left[146 * \frac{5.5 + (5.5 - 5.45)}{2} \right] * \frac{2}{5.5}$$

$$q_1 = 147.32 \text{ KN}$$

• **Nervure secondaire :**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_x}{2} \right] * \frac{2}{L_x}$$

$$q_1 = \left[146 * \left(\frac{5.45}{2} \right)^2 \right] * \frac{2}{5.45}$$

$$q_1 = 397.85 \text{ KN}$$

❖ **Etat limite ultime (E L S) :**

• **Nervure principale**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] * \frac{2}{L_y}$$

$$q_1 = \left[165 * \frac{5.5 + (5.5 - 5.45)}{2} \right] * \frac{2}{5.5}$$

$$q_1 = 166.5 \text{ KN}$$

- **Nervure secondaire :**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_x}{2} \right] * \frac{2}{L_x}$$

$$q_1 = \left[165 * \left(\frac{5.45}{2} \right)^2 \right] * \frac{2}{5.45}$$

$$q_1 = 449.625 \text{ KN}$$

- **Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel Robot bat suivant le chargement des poutres Mentionnées au paravent.

Tableau VII.6: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

		$\bar{q}_1 [KN / m^2]$	$q [KN / m_L]$
Nervure principale	ELU	147.32	146
	ELS	166.5	165
Nervure secondaire	ELU	397.85	146
	ELS	449.625	165

Tableau VII.7: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

Combinaisons :	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée M_t [kN.m]	Appuis M_a [kN.m]	Travée M_t [kN.m]	Appuis M_a [kN.m]
ELU	189	377.8	274.2	379.3
ELS	393.3	486.2	570.6	789.3
T[kN]	951.1		598.2	

- Calcul des armatures :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 189000 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b * b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

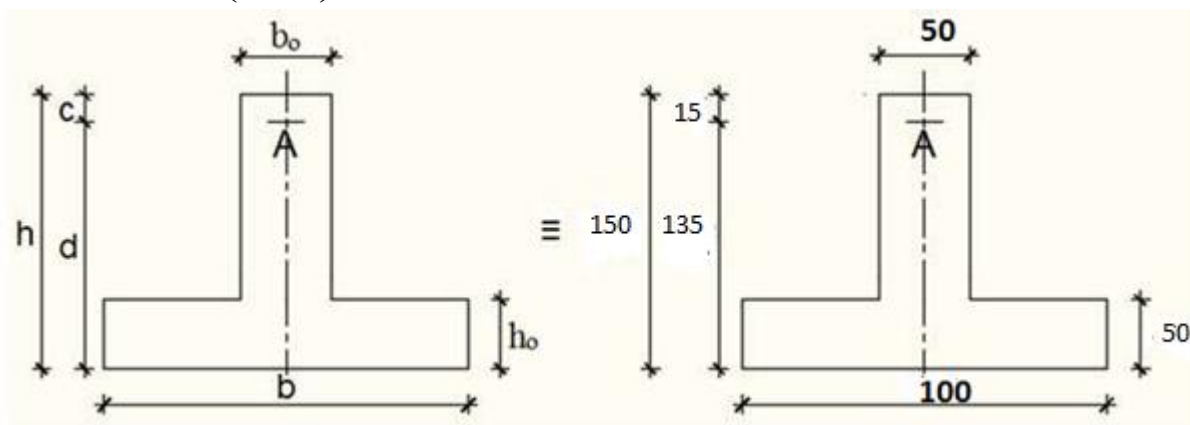


Figure VII.11: Section de calcul.

$$M_T = 17 * 100 * 50 * \left(135 - \frac{50}{2} \right) = 9350000 \text{ N.m}$$

$$M_t^u = 189000 \text{ N.m} < M_T = 9350000 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions ($b * h$)

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{189000}{100 * 135^2 * 17} = 0.06$$

$\mu = 0.06 < \mu_{AB} = 0.392 \implies A'$ n'existe pas $\mu < 0.186 \rightarrow$ passe par le pivot (A) domaine (1)

qui se caractérise : $1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.077$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0.99$$

- Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_{t \max}^u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{189000}{0.99 * 135 * 348} = 4.06 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 50 \cdot 135 \cdot \frac{2,4}{400} = 9.315 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(4.06 \text{ cm}^2 ; 9.315 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 9.315 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_t^s = 393300 \text{ N.m} \ll$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0)$$

$$H = \frac{100 * 50^2}{2} - 15 * 9.315 * (135 - 50) = 113123.375 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression \square la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b x h).

$$D = \frac{15 * A}{b} = \frac{15 * 9.315}{100} = 1.206 \text{ cm}$$

$$E = 2 * d * D = 2 * 135 * 1.206 = 325.62 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.206 + \sqrt{1.206^2 + 325.62} = 16.87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 * A * (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 * 16.87^3}{3} + 15 * 9.315 * (135 - 16.87)^2 = 1959306.587 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{393300}{1959306.587} = 0.20$$

$$\sigma_b = K * y_1 = 3.986 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * k * (d - y_1) = 15 * 0,20 * (135 - 16.87) = 354.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right] = 215.555 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 215.555 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{393300}{215.555 \times 100 \times (135)^2} = 0,001$$

$$\mu_1 = 0,001 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51.67 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{215.555}{51.67} = 4.17 \leq \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{393300}{215.555 \times 0,925 \times 135} = 14.611 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8\text{HA}16+2\text{HA}12 \quad A=18.35 \text{ cm}^2$$

- **En appuis:**

$$M_a^u = 377.8 \text{ kN/m}$$

La table de compression se trouve dans la partie tendue □ on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (50 \times 90) \text{ cm}^2$.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b_0 * d^2 * \sigma_b} = \frac{377800}{50 * 135^2 * 17} = 0.02$$

$\mu = 0.1 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas } \mu < 0.186 \rightarrow \text{ passe par le pivot (A) domaine (1) qui}$

se caractérise : $1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.1$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0.95$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{M_t^u \max}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{377800}{0.95 * 81 * 348} = 14 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 50 \cdot 81 \cdot \frac{2,1}{400} = 4.9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(14 \text{ cm}^2 ; 4.9 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 14 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_a^s = 786200 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 * A}{b} = \frac{15 * 14}{50} = 4.2 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 81 \times 4.2 = 680.4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4.2 + \sqrt{4.2^2 + 680.4} = 22.22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{50 \times 22.22^3}{3} + 15 \times 14 \times (81 - 22.22)^2 = 908412.65 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{786200}{908412.65} = 0.86$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 19.1 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,86 \times (81 - 22.22) = 758.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.34 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.34 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{486200}{201.34 \times 50 \times (81)^2} = 0.168$$

$$\mu_1 = 0,002 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,882 \\ K_1 = 72.72 \end{array} \right.$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.34}{72.72} = 2.77 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{486200}{201.34 \times 0,882 \times 81} = 13.99 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures:**

$$4\text{HA } 20 + 2\text{HA } 14 \quad A=15.65 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif des choix des armatures

Les armatures	Nervure principale		nervure secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm ²]	26.07	13.99	23.45	11.43
Amin [cm ²]	4.9	4.9	4.9	4.9
A=max (Au ; Amin)	26.07	13.99	23.45	11.43
Choix des armatures	8HA16+8HA20+4HA12	8HA16+8HA20+4HA12	16HA16+4HA12	16HA16+4HA12
Acorr [cm ²]	45.73 cm ²	45.73 cm ²	36.68 cm ²	36.68 cm ²

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$T_u^{\max} = q_u \cdot L = 184.24 \cdot 5 = 92120 \text{ [N.M]}$$

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u^{\max} \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 81 = 72.9 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 92120 < 0,267 \times 72.9 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 2433037 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 * d} \right]$$

$$A_1 = 28.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[92120 + \frac{378800}{0.9 * 81} \right] * 10^{-2} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{92120}{50 * 81 * 10^2} = 0.227 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.227 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

a/-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{50}{10} ; 1.2 \right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier

FeE400 $\Rightarrow A_t = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

On prendra : $e = 20 \text{ cm}$

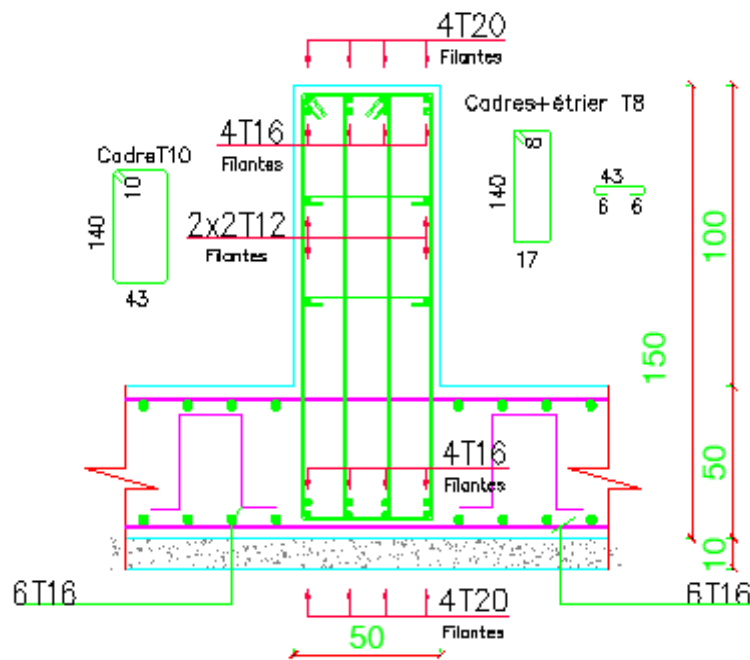


Figure VII.12 : Schéma de ferrailage de nervure principale aux dalles de radie

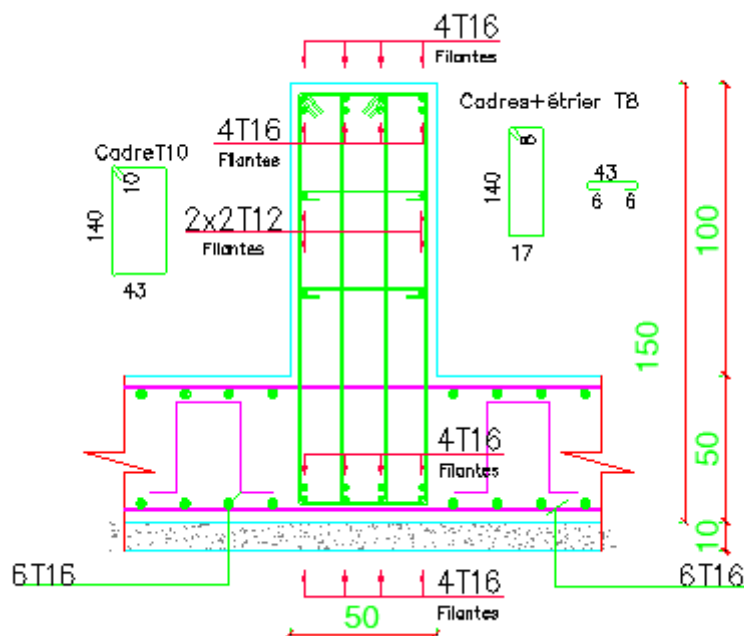


Figure VII.13 : schéma de ferrailage de nervure secondaire aux dalles de radie

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur.

En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Etabs 2016 » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes.

Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables

Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général suite à l'importance des charges transmise au sol d'assise.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.